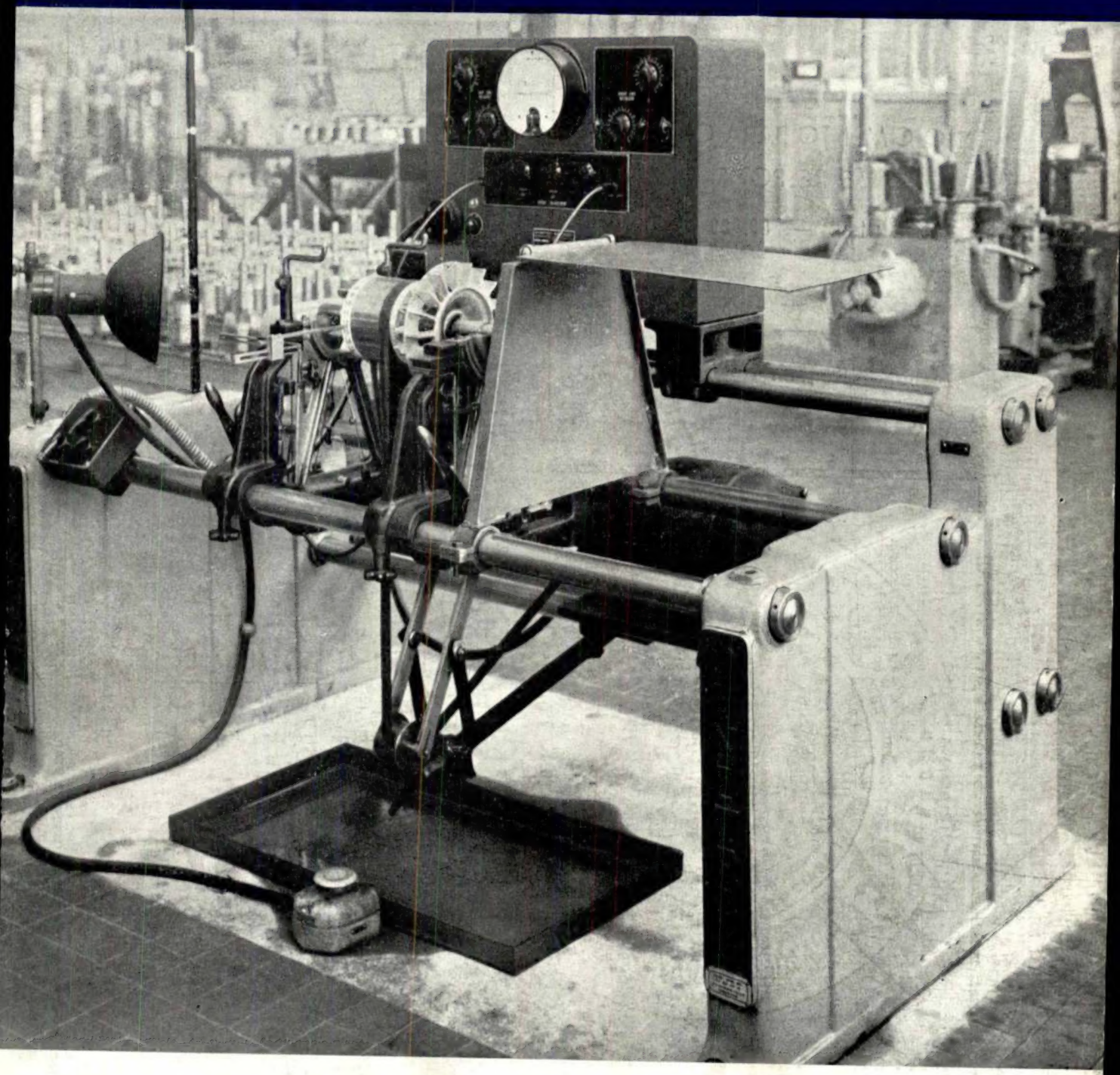
TÉCNICA



REVISTA DE ENGENHARIA
DOS ALUNOS DO I. S. T.

N.º 242 - MAIO - 1954

CIMENTO SECIL

O CIMENTO PARA OBRAS DE GRANDE RESPONSABILIDADE

4 fornos rotativos — 300.000 toneladas anuais

Fábrica no Outão — Setúbal

Lisboa — Rua do Comércio, 56-3.°

ELECTRO-ARCO
LIMITADA

ELECTRODIOS
POSTOS E ACESSORIOS
PARA A SOLDADURA ELECTRICA

MATERIAL APROVADO PELO
LLOYD'S REGISTER OF SHIPPING

FÁBRICA E LABORATÓRIOS
VENDA NOVA — AMADORA
LISBOA
RUA SILVA CARVALHO, 239 — TEL 63649
PORTO
RUA DO BOLHÃO, 216 — TEL 21277

Cimento «Liz» hidrofugado «N»

PRÓPRIO PARA

IMPERMEABILIZAÇÃO DE OBRAS

REBOCOS, FUNDAÇÕES, PAREDES, ETC.

Substitue com vantagem de ordem técnica e económica todos os impermeabilizadores conhecidos.

Em sacos de papel de 50 quilos

Peçam instruções para o seu emprêgo

Sede: Rua do Cais de Santarém, 64, 1.° — LISBOA
Filial: Rua de Santo António, 190-A, 1.° — PORTO

Agentes em todo o País

TÉCNICA

REVISTA DE ENGENHARIA DOS ALUNOS DO INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO

Ano XXIX - N.º 242 Maio de 1954

Redacção e Administração: AVENIDA ROVISCO PAIS, I.S.T. * LISBOA-N. * TELEF. 77 0144 (Linha 50)

DIRECTOR
JOSÉ MANUEL DA CRUZ MORAIS

ADMINISTRADOR
FERNANDO MARQUES DE OLIVEIRA

SECRETARIO
VIRGÍLIO DOS REIS CARDOSO IGREJA

CORPO REDACTORIAL
ANTÓNIO SEVERINO PINTO
CARLOS M. NOGUEIRA MARTINS
JOÃO PEDRO ANTUNES GOMES
LUIZ F. LUCENA FERREIRA

NUMERO AVULSO 12$50

ASSINATURAS:

	3 N.os	5 N.os	10 N.os
Continente e Ilhas	32$50	50$00	95$00
Colónias Portuguesas e Estrangeiro	—	55$00	100$00

EDITOR E PROPRIETÁRIO
ASS. DOS ESTUD. DO I.S.T.

COMPOSTO E IMPRESSO NA
Tip. JORGE FERNANDES, L.DA
RUA CRUZ DOS POIAIS, 103
LISBOA

SUMÁRIO

CAPA — Máquina electrónica de equilibragem dinâmica de rotores por estroboscopia — E. F. A. — Empresa Fabril de Máquinas Eléctricas.

Págs

Influência da condutibilidade no diagrama de radiação de antenas lineares com onda progressiva. Aplicação ao estudo de antenas-modelo.
Pelo Eng.º Dipl. (I. S. T.) António A. de Carvalho Fernandes . . . 441

Notas informativas — **Elementos sobre a produção e consumo de energia na rede eléctrica nacional** 452

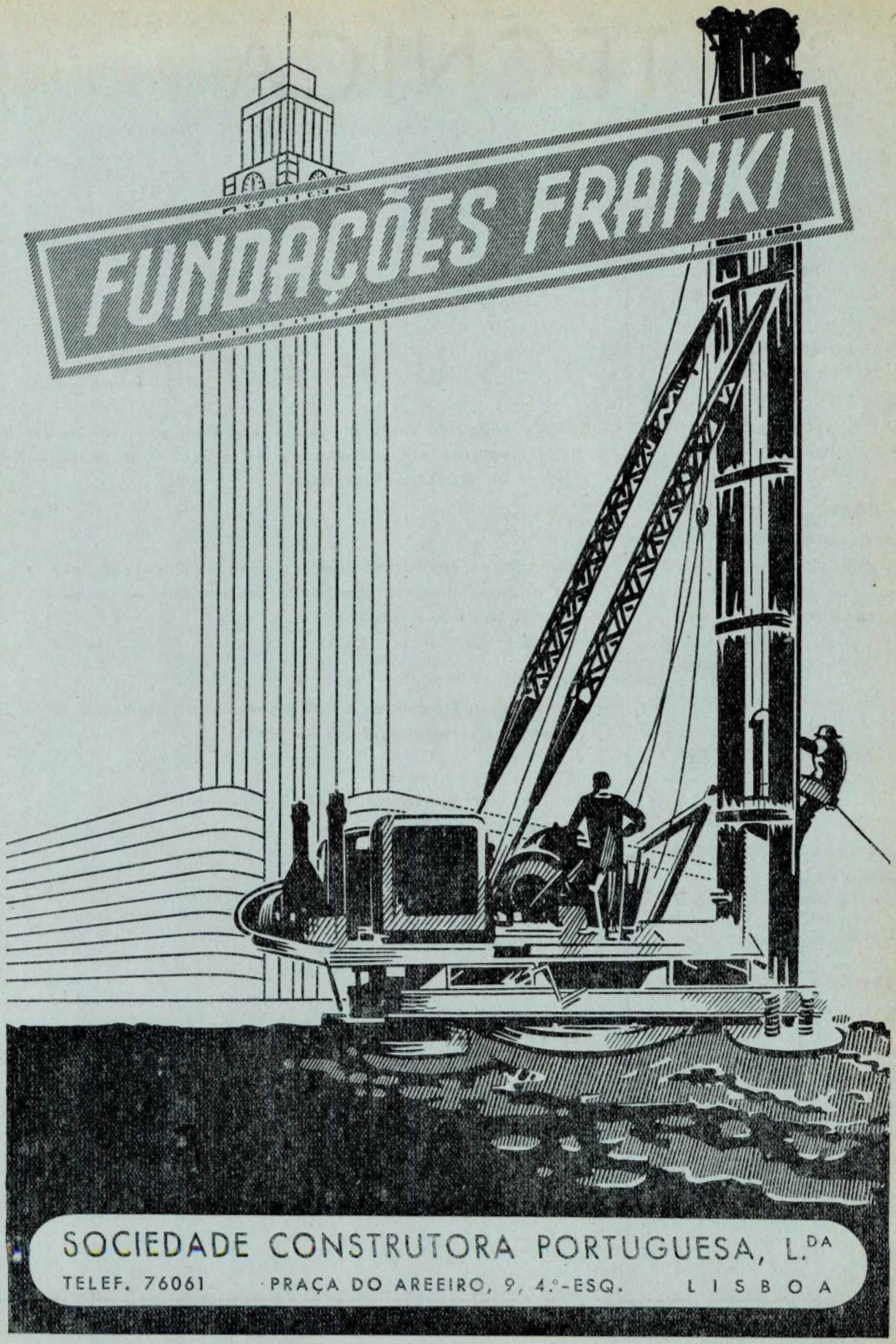
O cálculo das construções para a acção dos sismos
Eng.º Civil (I. S. T.) Maria Amélia F. Chaves e Eng.º Civil (I. S. T.) J. S. Brazão Farinha 453

O método de relaxação — Sua aplicação aos reticulados contínuos
Pelo Eng.º (U. P.) João Araújo Sobreira 475

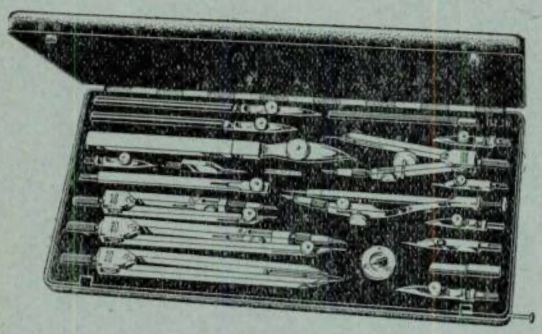
Perdas de carga provocadas por pilares de pontes.
Pelo Eng.º Civil (I. S. T.) Armando Lencastre 499

Biblioteca 515

OS ARTIGOS PUBLICADOS NESTA REVISTA SÃO DE EXCLUSIVA RESPONSABILIDADE DOS AUTORES


FUNDAÇÕES FRANKI
SOCIEDADE CONSTRUTORA PORTUGUESA, L.DA
TELEF. 76061
PRAÇA DO AREEIRO, 9, 4.º-ESQ.
LISBOA

WILD
HEERBRUGG



A base de todo o trabalho técnico é um desenho preciso. Para ocorrer às necessidades sempre crescentes neste campo, criou-se um novo tipo de ferramentas para desenho, construídas de ***aço inoxidável.***

Este material, mais rígido e resistente do que o "maillechort", é 5 vezes mais duro do que o latão. Nem as acções mecânicas, nem a transpiração, nem a humidade podem alterar o seu aspecto, com o tempo ou com o uso.

Precisão duradoura, para estímulo e prazer no trabalho, é dada pelos

ESTOJOS WILD PARA DESENHO

COM PEÇAS DE AÇO INOXIDÁVEL

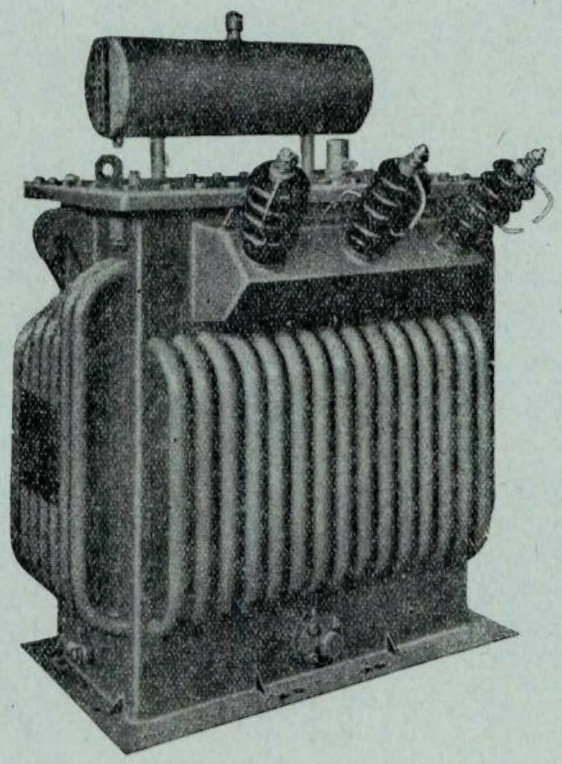
À venda nas boas papelarias do País.
Catálogos e preços nos Representantes-Depositários:

PIMENTEL & CASQUILHO. L.DA

Rua do Jardim do Regedor, 24-2.º • LISBOA

TRANSFORMADORES
'ENGLISH ELECTRIC'

No vastíssimo programa de produção da «English Electric Company Limited» incluem-se transformadores com potências de 5 KVA a 100 MVA e tensões até 275 KV, fornecidos para as diferentes partes do mundo.



Representantes exclusivos para Portugal e África Ocidental Portuguesa:

MONTEIRO GOMES, LIMITADA

R. DE CASCAIS, 47 (Alcântara) — Telef. 3 7083 — LISBOA
RUA DO ALMADA, 262, 1.º — Telef. 2 5021 — PORTO

VILA FRANCA DE XIRA ✦ LUANDA

O EMPREGO DO CIMENTO BRANCO...

permite acabamentos mais perfeitos, mais duradouros e muito mais económicos

Estude a vantagem do emprego do

CIMENTO BRANCO LUSO

Consulte os distribuidores gerais

No Sul: **SCIAL** — T. do Corpo Santo, 15 — Telef. 2 0464 — Lisboa
No Norte: **SCIAL** — R. do Bonjardim, 205 — Telef. 2 5779 — Porto

FÁBRICAS METALÚRGICAS

AUGUSTO MARTINS PEREIRA

SEDE EM:
ALBERGARIA-A-VELHA
Telefone 6 — P. P. C.
Telegramas: «ALBA»

ESCRITÓRIO EM LISBOA:
R. DOS CORREEIROS, 40-2.º-E.
Telefone 21319

FUNDIÇÕES DE FERRO E LIGAS NÃO FERROSAS

ARTIGOS SANITÁRIOS E DE COSINHA; APARELHAGEM VINÍCOLA; ACESSÓRIOS PARA CONDUTAS ADUTORAS E REDES DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUAS; ARTIGOS PARA INSTALAÇÃO DE SANEAMENTO; APETRECHAMENTO PARA A INDÚSTRIA VIDREIRA; ARTIGOS PARA INSTALAÇÕES ELÉCTRICAS; RECEPTÁCULOS POSTAIS DOMICILIÁRIOS

METALÚRGICA DE BEMFICA LDA.

FÁBRICA METALÚRGICA CONSTRUTORA

Estrada das Garridas, M. B. ✦ Telefones 5 8145 e 5 8705 — LISBOA

FUNDIÇÃO ESPECIALIZADA DE TODOS OS METAIS
CONSTRUÇÕES E REPARAÇÕES MECÂNICAS
CALDEIRARIA E FORJAS — CARPINTARIA DE MOLDES

LINHAS DE FABRICO :

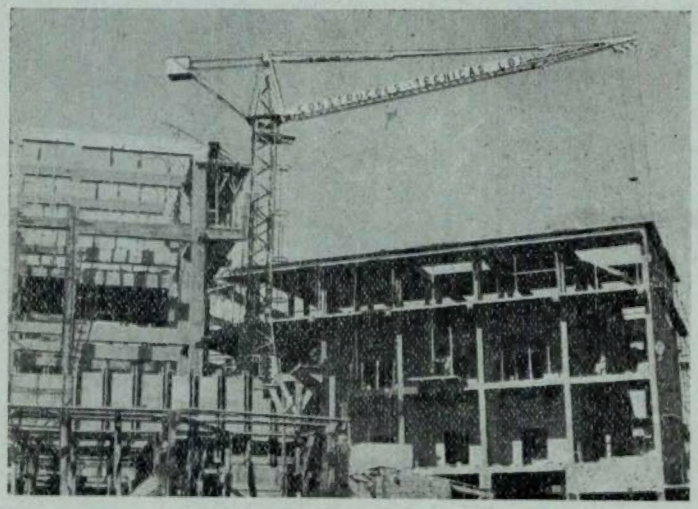
— Cilindros misturadores, Calandras, Fieiras, Desfibradoras, Trituradoras, Pulverizadoras e Prensas hidráulicas para borracha.
— Fieiras de vácuo e normais, Destorroadores, Remolhadores, Laminadores e Cortadores automáticos para cerâmica.
— Máquinas de serrar, cortar e pulir mármores.
— Britadeiras, Moinhos de martelos e de bolas.
— Bombas hidráulicas, pneumáticas, centrífugas e de carretos.
— Embraiagens, Engrenagens de redução, Caixas de velocidades industriais, Válvulas de corrediça e de macho lubrificado, etc.
— Estruturas metálicas, Pórticos, Pontes rolantes, etc.

Estudos — Projectos — Orçamentos

34 ANOS AO SERVIÇO DA INDÚSTRIA NACIONAL

CONSTRUÇÕES TÉCNICAS, L.DA

Praça do Município, 13, 3.º — LISBOA — Telefone 2 2344

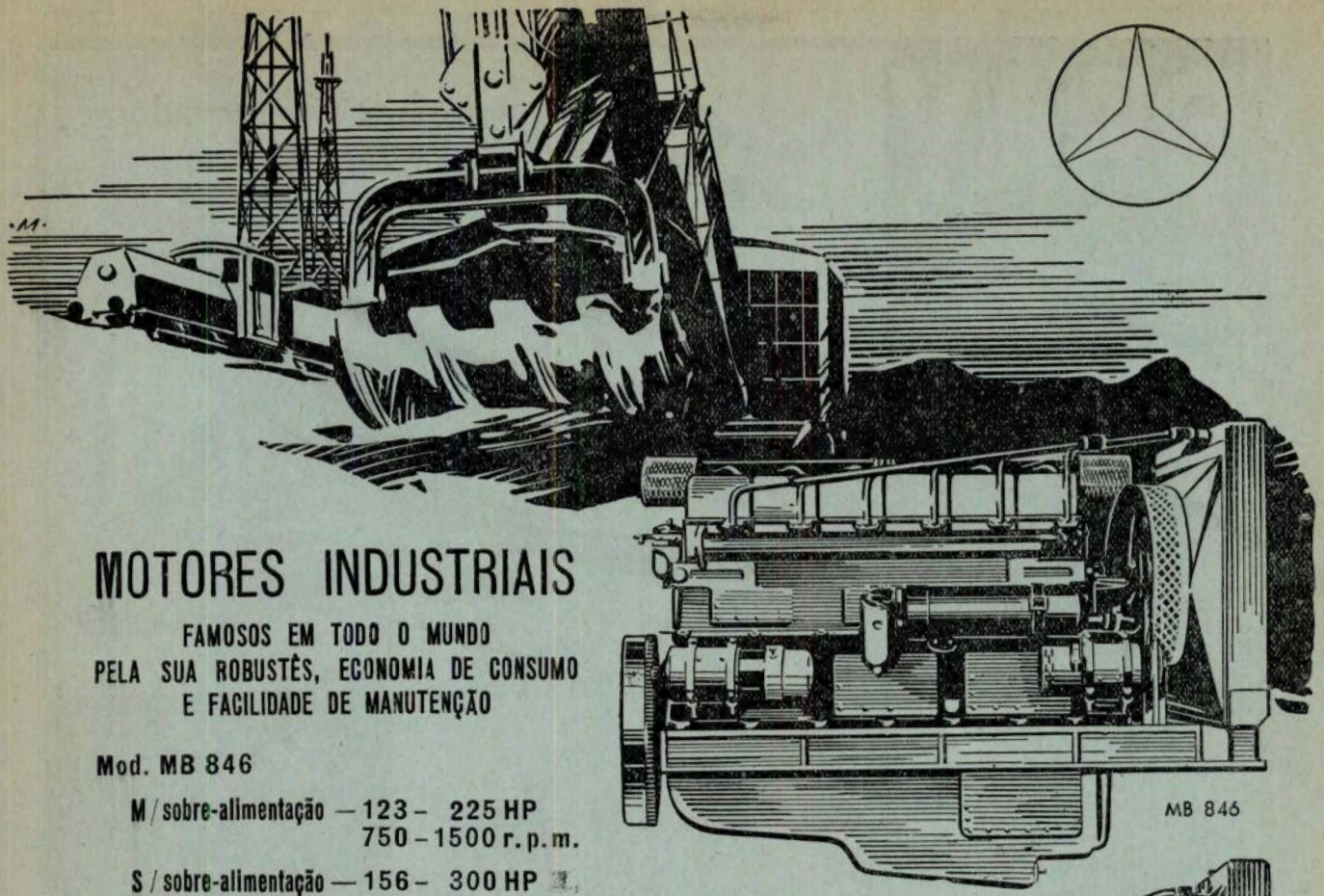


Edifício na Avenida Marginal de Luanda, para a Sociedade Geral de Comércio, Indústria e Transportes

FUNDAÇÕES

BETÃO ARMADO

OBRAS PÚBLICAS



MOTORES INDUSTRIAIS

FAMOSOS EM TODO O MUNDO
PELA SUA ROBUSTÊS, ECONOMIA DE CONSUMO
E FACILIDADE DE MANUTENÇÃO

Mod. MB 846

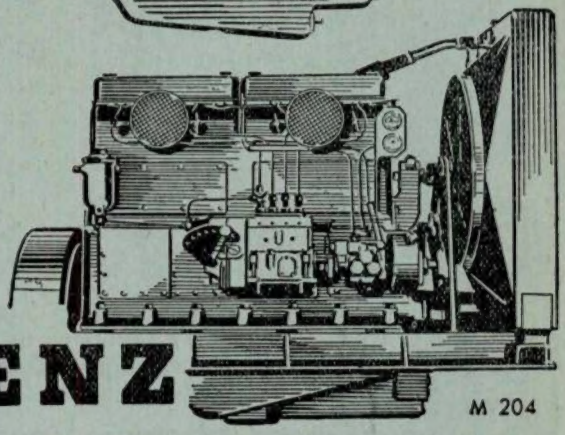
M / sobre-alimentação — 123 - 225 HP
750 - 1500 r.p.m.

S / sobre-alimentação — 156 - 300 HP
750 - 1500 r.p.m.

Mod. M 204 — 55 - 110 HP
550 - 1200 r.p.m.

Mod. M 203 — 42 - 82 HP
550 - 1200 r.p.m.

Mod. M 202 — 28 - 55 HP
550 - 1200 r.p.m.

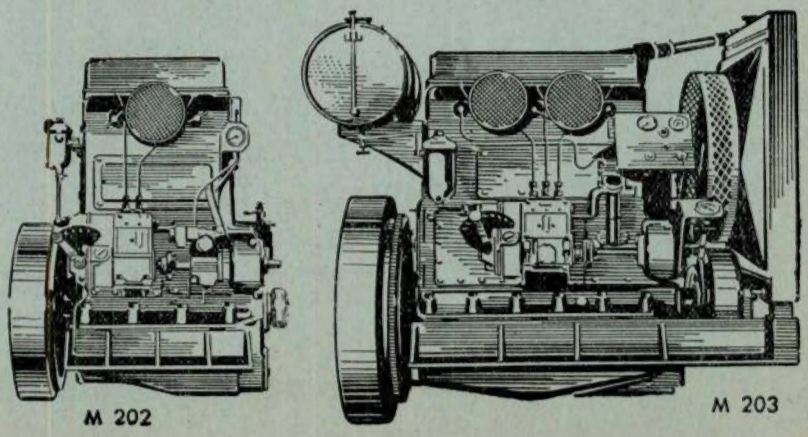


MERCEDES-BENZ

DIESEL

- Motores a 4 Tempos
- Arrefecimento por Água
- Antecâmara de Combustão

Para todas as aplicações industriais



Representantes

C. SANTOS LDA.

DIVISÃO MARÍTIMA E TÉCNICA

Trav. da Glória, 17 a 19-A
LISBOA

UM CONJUNTO DE MAQUINARIA SELECCIONADA PARA TODOS OS RAMOS DA CONSTRUÇÃO: CAMIÕES BASCULANTES, VAGÕES DE DESCARGA PELO FUNDO E TRACTO-SCRAPERS **EUCLID,** ESCAVADORAS **MARION** E **BANTAM,** MOTONIVELADORAS **CARLISLE,** CILINDROS PARA ESTRADAS E COMPACTAÇÃO **HUBER,** COMPRESSORES **LE ROI,** BETONEIRAS, BOMBAS, GUINCHOS E SISTEMAS DE SECAGEM **MILLARS**

Serviço permanente de assistência após-venda

Relógio semi-automático de Ponto

PENSE em Ericsson

...para controlar melhor o tempo de seus empregados

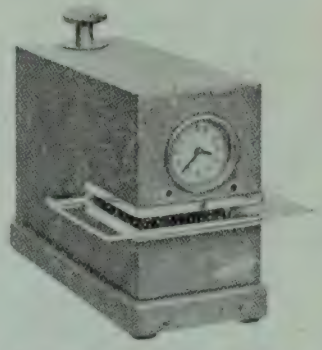
Os relógios de ponto Ericsson proporcionam :

Maior exactidão no controle de pontualidade e frequência.

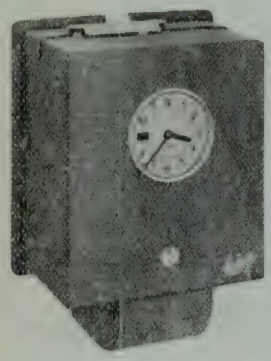
Maior facilidade na preparação das folhas de pagamento.

Maior garantia para empregados e dirigentes na verificação da assiduidade.

Maior economia de tempo e pessoal no controle do ponto : amortização mais rápida do custo de sua aquisição.



Relógio de tarefa para controlar com exactidão os custos de «mão de obra»



Relógio automático de Ponto

Peça a visita de um técnico da Ericsson.

Sem o menor compromisso, pode obter todas as informações e detalhes sobre os Relógios de Ponto ou sobre quaisquer outros produtos Ericsson.

◆

Outros produtos Ericsson :

- Sistemas telefónicos de todos os tipos
- Sistemas de telesinalização
- Sistemas de radiocomunicações e sonorização
- Diversa aparelhagem telefónica e eléctrica

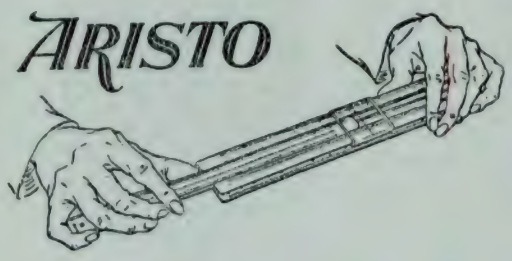
SOCIEDADE ERICSSON DE PORTUGAL, L.DA

RUA FILIPE FOLQUE, 7, 1.º — LISBOA

Telefone (P P C - 2 linhas) — 57193 • Telegramas: ERICSSON

ARISTO

FAMOSAS
RÉGUAS DE CÁLCULO
FABRICO ALEMÃO



APRESENTA

A maior variedade de sistemas em modelos de bolso, escritório e de parede

As réguas de cálculo

ARISTO

são precisas, resistentes, práticas e modernas

Encontram-se à venda em Portugal nas principais casas da especialidade

Para obtenção de melhores resultados finais de medidas

— PARA UM TRABALHO —

mais simples, mais rápido, mais preciso e... menos árduo!

Numa grande variedade de modelos

DK 1 e DKM 1

DK 2, DKM 2, DKM 2-U, DKM 2-T e DKM 3

e os modelos Auto-Redutores

DK-RT, DKM-R e DK-R

Sempre em armazém para entrega imediata

REPRESENTANTES GERAIS PARA PORTUGAL

EMÍLIO DE AZEVEDO CAMPOS & C.ª, L.DA

CASA FUNDADA EM 1854

SEDE: Rua de Santo António, 137-145 — PORTO — Tel.: 20254/5

FILIAL: Rua de Antero do Quental, 17-1.º — LISBOA — Tel.: 53366

LEACOCK (LISBOA), L.DA

AV. 24 DE JULHO, 16 — LISBOA

R. JOSÉ FALCÃO, 185 — PORTO

SECÇÃO DE MÁQUINAS E ELECTRICIDADE

REPRESENTANTES DE:

THE RAWLPLUG COMPANY, LTD.
Material de fixação para construção civil e mecânica.

HOOVER, LTD.
Motores eléctricos desde 1/8 até 3/4 H. P., Monofásicos e Trifásicos.

VERITYS, LTD.
Motores eléctricos desde 1 até 125 H. P

J. A. CRABTREE & CO. LTD.
Material para instalações de luz: interruptores, fichas, tomadas, etc.
Material para instalações de força: arrancadores, disjuntores, caixas, etc.

TRANSFORMERS & WELDERS, LTD.
Transformadores de todos os tipos até à potência de 3000 K. V. A. e até à tensão de 33000 Volts.

BARTON CONDUITS, LTD.
Tubo de aço para instalações eléctricàs.

EDWARD MAC BEAN & CO. LTD.
Tubo, fita e pano de tela envernizada.

MEASURING INSTRUMENTS (PULLIN), LTD.
Amperímetros, Voltímetros, Frequencímetros, Wattímetros de todos os tipos e escalas.

F. PERKINS, LTD.
Motores Diesel marítimos.

THE AUTOMATIC COIL WINDER AND ELECTRICAL EQUIPMENT CO, LTD.
Osciladores, capacímetros, texts universais, texts electrónicos, analisadores de válvulas, luxímetros, expositores para fotografias.
Máquinas para bobinar e enfitar.

GEORGE KENT
Contadores de água, de vapor e de óleo.
Tubos Venturi
Determinadores e controladores do pH, do CO_2 e pirómetros pelo processo potenciométrico.
Combustiómetros, manómetros, registadores de distâncias, medidores-registadores de caudais, medidores de orifícios em condutas para gases.

THORN ELECTRICAL INDUSTRIES, LTD.
Luz fluorescente e rádios.

ELECTRIC PANELS, LTD.
Aquecimento eléctrico.

Standard Electrica

ASSOCIADA

DA

"INTERNATIONAL TELEPHONE & TELEGRAPH CORPORATION"

PROJECTOS — FORNECIMENTOS — INSTALAÇÕES

— Material de radiocomunicações para todas as aplicações em média, alta, muito alta e ultra-alta frequência;

— Equipamentos de radiodifusão e televisão e respectivo material de estúdio e acessórios;

— Sistemas de antenas para aplicações gerais e especiais para radiocomunicações, radiodifusão e televisão;

— Instalações de comutação telefónica, manuais e automáticas, de todos os sistemas e capacidades. Sistemas de comunicações por fios em altas frequências;

— Materiais de transmissão telegráfica automática, por fios e por rádio;

— Sistemas de sinalização e de comando, automáticos e manuais, intercomunicadores, amplificadores e aparelhagem acessória;

— Cabos e acessórios de todos os tipos, para energia, comunicações e altas frequências;

— Rectificadores de selénio de tipos especiais e gerais para todas as aplicações.

●

Serviços Técnicos, Comerciais e Fábrica

NA AVENIDA DA INDIA — LISBOA

TEL. 38171/6

telefones · radio · cabos

TÉCNICA

DIRECTOR — JOSÉ M. CRUZ MORAIS ADMINISTRADOR — FERNANDO MARQUES DE OLIVEIRA
SECRETÁRIO: VIRGÍLIO DOS REIS CARDOSO IGREJA
CORPO REDACTORIAL — ANTÓNIO SEVERINO PINTO, CARLOS M. NOGUEIRA MARTINS, JOÃO PEDRO ANTUNES GOMES E LUIZ F. LUCENA FERREIRA

Ano XXIX - N.º 242 Maio de 1954

C. D 531.053:621.396.67

INFLUÊNCIA DA CONDUTIBILIDADE NO DIAGRAMA DE RADIAÇÃO DE ANTENAS LINEARES COM ONDA PROGRESSIVA. APLICAÇÃO AO ESTUDO DE ANTENAS-MODELO

PELO ENG.º DIPL.º (I. S. T.) ANTÓNIO A. DE CARVALHO FERNANDES, M. I. R. E., A. M. I. E. E.

Sumário

No estudo de modelos reduzidos equivalentes de antenas verifica-se que se o modelo estiver à escala de 1/n e se as permeabilidades magnéticas e as constantes dieléctricas dos materiais no sistema real e no modelo forem iguais, as condutibilidades no modelo devem ser n vezes maiores que no sistema real. No caso de a antena real e o modelo terem ambos condutores de cobre, essa condição não se verifica e o modelo seria apenas rigorosamente equivalente a uma antena fictícia com condutores de condutibilidade n vezes inferior à do cobre. A comparação dessa antena fictícia com a antena real dada pode fazer-se analisando a influência da condutibilidade dos condutores da antena nas suas características de radiação. A constante de atenuação da corrente nos condutores da antena é aproximadamente proporcional ao inverso da raiz quadrada da condutibilidade; a influência da condutibilidade na constante de fase é desprezável nos casos correntes. Para ter em consideração a influência da condutibilidade nas características de radiação determina-se uma fórmula relativamente simples da intensidade de campo de uma antena linear com onda progressiva para o caso da atenuação total ser igual ou inferior a 0,2 Neper o que pode corresponder, usando materiais não ferromagnéticos, a condutibilidades centenas de vezes inferiores à do cobre. Verifica-se que essa influência corresponde a uma ligeira redução na intensidade de campo para qualquer ângulo de radiação e a uma pequena alteração da forma do diagrama para ângulos de radiação inferiores a um valor limite bem determinável. Em conclusão, os modelos reduzidos de antenas lineares com ondas progressivas são suficientemente fiéis, para fins práticos, às antenas reais correspondentes mesmo quando se não verifique a condição da escala de condutibilidade exigida na equivalência rigorosa de dois sistemas electromagnéticos. As características de radiação de antenas com onda progressiva são pouco dependentes da condutibilidade do material empregado o que permitirá a utilização de materiais mais resistivos que o cobre, sempre que razões económicas ou de resistência mecânica o justifiquem.

1. Introdução

O estudo da influência da condutibilidade dos condutores de uma antena no respectivo diagrama de radiação tem grande importância prática quando: 1.º) se pretenda determinar o diagrama de radiação correspondente a diferentes tipos de materiais; 2.º) se pretenda estudar o comportamento de uma dada antena a partir de ensaios de modelos reduzidos. O primeiro caso é evidente. Relativamente ao segundo caso vamos ver a ligação que tem com o problema em estudo.

Quando se estabelecem as condições de equivalência entre dois sistemas electromagnéticos à

escala verifica-se [1] a partir das equações de Maxwell do Electromagnetismo, que deverão existir as seguintes relações entre os factores de escala em jogo:

$$K_E = K_\omega \cdot K_\mu \cdot K_l \cdot K_H \qquad (1)$$

$$K_H = K_\sigma \cdot K_l \cdot K_E \qquad (2)$$

$$K_H = K_\omega \cdot K_\varepsilon \cdot K_l \cdot K_E \ . \qquad (3)$$

Se considerarmos que os dois sistemas estão ambos localizados no ar, teremos de fixar factores de escala unitários para a constante dieléctrica e para a permeabilidade magnética ou seja $K_\varepsilon = 1$ e $K_\mu = 1$. Isto significa que deverá ser $K_E = K_H$ e que, portanto, será unitário também o factor de escala relativo à impedância. Fixando estas condições nas equações (1) a (3) conclui-se que

$$K_\omega \cdot K_l = 1 \qquad (4)$$

$$K_\sigma \cdot K_l = 1 \qquad (5)$$

o que significa que as escalas de frequência e de condutibilidade devem ser inversas da do comprimento. A equação (4) diz-nos pràticamente que num modelo reduzido à escala de $1/n$, a frequência deverá ser n vezes maior, isto é, as dimensões lineares dos dois sistemas, expressas em comprimentos de onda, devem ser iguais. A equação (5) diz-nos que as condutibilidades no modelo reduzido devem ser n vezes maiores do que no sistema real. No que se refere aos condutores da antena, se no sistema real forem de cobre, esta condição é manifestamente impossível de satisfazer para valores de n apreciàvelmente superiores à unidade. Na prática tem, em geral, interesse utilizar modelos reduzidos em que n está compreendido entre 10 a 400 ou 500. Se considerarmos uma antena real «grande» com condutores de cobre e quisermos ensaiar um modelo «reduzido», por exemplo à escala de 1/100, este deverá ter condutores de condutibilidade 100 vezes a do cobre, o que é impossível. E se os condutores do modelo forem de cobre, este modelo seria rigorosamente equivalente a uma antena «grande» fictícia igual à antena «grande» real, excepto que os condutores, em vez de serem de cobre, seriam de um condutor fictício com as mesmas constante dieléctrica e permeabilidade magnética mas com uma condutibilidade 100 vezes menor.

Para estudar o comportamento do modelo em relação à antena real não temos mais do que estudar as condições de funcionamento desta antena quando os condutores tiverem uma condutibilidade n vezes menor que a do cobre. Daqui, também, o interesse de estudar a influência da condutibilidade dos condutores da antena no seu diagrama de radiação.

2. Influência da condutibilidade na distribuição da corrente ao longo da antena

De uma maneira geral, a lei de distribuição da corrente ao longo de um condutor percorrido por uma onda progressiva de corrente será

$$\dot{I}_x = \dot{I}_i \cdot e^{-\gamma \cdot x} \qquad (6)$$

em que $\dot{I}_i$ é a amplitude complexa da corrente no ínicio do condutor, $\dot{I}_x$ a amplitude complexa da corrente num ponto à distância x do início, tomado como origem, e γ é a constante de propagação que se pode escrever

$$\gamma = \alpha + j\beta_1 \qquad (7)$$

em que α é a constante de atenuação e β_1, a constante de fase.

No caso de desprezarmos as perdas no condutor da antena, o que obriga a admitirmos que se trata de condutores perfeitos ($\sigma = \infty$) será, evidentemente

$$\alpha = 0 \qquad (8)$$

$$\beta_1 = \beta = \frac{2 \cdot \pi}{\lambda} \qquad (9)$$

sendo β a constante de fase correspondente a uma velocidade de propagação igual à velocidade da luz no espaço livre e λ o comprimento de onda relativo a essa velocidade.

Se, contudo, admitirmos que a condutibilidade dos condutores tem um valor finito teremos

$$\alpha > 0 \qquad (10)$$

$$\beta_1 = \frac{\beta}{p} \qquad (11)$$

[1] Ver artigo do autor na revista «Técnica», de Abril de 1954, intitulado «Utilização de Modelos no Estudo de Antenas».

sendo p a velocidade relativa de fase, dada pelo cociente

$$p = \frac{v}{c} \qquad (12)$$

da velocidade de fase v que será, necessàriamente, inferior à velocidade da luz, c.

Tendo em consideração a analogia que existe entre a distribuição da corrente numa antena com onda progressiva e numa linha terminada por uma impedância igual à impedância característica, vamos analisar o que se passa numa linha de transmissão e generalizar para o caso das antenas em estudo. Verificaremos assim que, em R. F., tendo em consideração o efeito de pele, a resistência efectiva dos condutores e a constante de atenuação são aproximadamente proporcionais ao inverso da raiz quadrada da condutibilidade. Com efeito, em R. F., nos casos práticos correntes, as dimensões transversais dos condutores são muito grandes em relação à «espessura de pele» δ e a relação R_{ca}/R_{cc} é, de maneira bastante aproximada, inversamente proporcional a δ (1). Como δ é inversamente proporcional à raiz quadrada da condutibilidade (1) conclui-se que será

$$R_{ca} = R \cong k_1 \frac{1}{\sqrt{\sigma}} \qquad (13)$$

visto R_{cc} ser inversamente proporcional a σ.

Reduzir a condutibilidade dos condutores de 100 vezes significa portanto aumentar a sua resistência efectiva, em R. F., de aproximadamente 10 vezes.

A resistência efectiva vai, por sua vez, influenciar as condições de propagação e por a constante de atenuação α ser aproximadamente proporcional à resistência efectiva dos condutores (2) será, portanto

$$\alpha \cong k_2 \frac{1}{\sqrt{\sigma}} \quad . \qquad (14)$$

No exemplo citado de σ se reduzir 100 vezes, a atenuação é aumentada da ordem de 10 vezes.

No que se refere à constante de fase, tendo em vista a analogia apresentada e utilizando a expressão aproximada (3)

$$\beta_1 = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{\frac{C.(4.\omega.^2 L^2 + R^2)}{2.L}} \qquad (15)$$

e a expressão exacta (3)

$$\beta = \omega.\sqrt{L.C} \qquad (15')$$

conclui-se que será

$$\frac{1}{p} = \frac{\beta_1}{\beta} \sqrt{1 + \frac{R^2}{4.\omega.^2 L^2}} \cong 1 + \frac{R^2}{8.\omega.^2 L^2} \, . \qquad (16)$$

Nos casos correntes de linhas de condutores de cobre, a relação $R^2/8\,\omega^2 L^2$ é da ordem de 10^{-5} a 10^{-6} e portanto ainda que R seja aumentado 10 ou 20 vezes (a que corresponderiam reduções da condutibilidade de 100 a 400 vezes) concluimos que podemos considerar pràticamente

$$p = 1 \qquad (17)$$

para as aplicações em estudo, isto é, a velocidade de fase igual à velocidade da luz no espaço livre.

3. Intensidade de campo devido a uma antena linear com onda progressiva. Caso geral

Consideremos uma antena formada por um condutor linear de comprimento 2 L, situado no

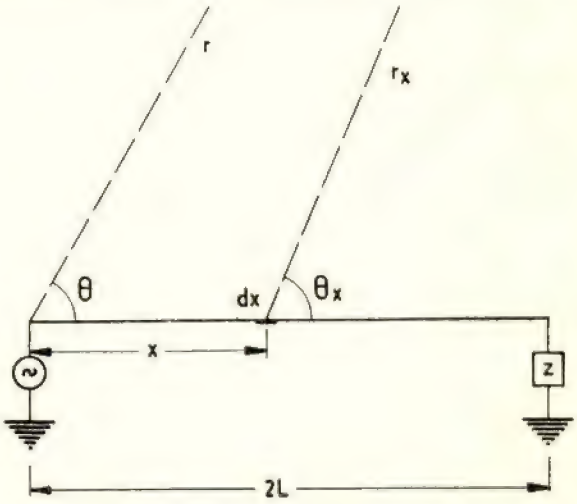


Fig. 1

(1) Ver artigo do Autor na revista «Técnica», de Dezembro de 1953, intitulado «Efeito de Pele. Cálculo da Resistência Efectiva de Condutores em Corrente Alternada».

(2) Ver artigo do Autor nas revistas «Técnica» de Março, Abril e Maio de 1949, intitulado «Linhas de Transmissão de Energia Eléctrica em Corrente Alternada. Regime Forçado».

(3) Ver artigo do Autor nas revistas «Técnica» de Março, Abril e Maio de 1949, intitulado «Linhas de Transmissão de Energia Eléctrica em Corrente Alternada. Regime Forçado».

espaço livre, alimentado num extremo e idealmente terminado no outro extremo, como se indica na fig. 1 de tal modo que seja percorrido por uma onda progressiva de corrente traduzida pela equação (6) $\dot{I}_x = \dot{I}_i \cdot e^{-\gamma \cdot x}$ em que $\gamma = \alpha + j\beta$. O estudo desta antena ideal formada por um condutor «terminado», no espaço livre é, evidentemente, fundamental no estudo de todos os tipos de antenas lineares com onda progressiva pois que, em geral, essas antenas se podem considerar formadas por um conjunto de elementos radiantes deste tipo.

A contribuição dada pelo elemento dx para a intensidade de campo num ponto cuja posição é definida pelo ângulo θ (que designaremos por ângulo de radiação) e pela sua distância r ao início da antena será traduzida pela seguinte expressão, como se sabe da Teoria da Radiação,

$$j \cdot 60 \cdot \pi \cdot \frac{\dot{I}_x}{r_x \cdot \lambda} \cdot \text{sen}\, \theta_x \cdot e^{-j \cdot \beta \cdot r_x} \cdot dx \quad (18)$$

em que r_x é a distância do ponto P ao elemento dx e θ_x o ângulo indicado na figura. Quando o ponto P estiver a uma distância da antena muito grande em relação às suas dimensões, a expressão (18) torna-se, aproximadamente, igual a

$$j \cdot 60 \cdot \pi \cdot \frac{\dot{I}_x}{r \cdot \lambda} \cdot \text{sen}\, \theta \cdot e^{-j \cdot \beta \cdot r} \cdot e^{j \cdot \beta \cdot x \cdot \cos \theta} \cdot dx \quad (19)$$

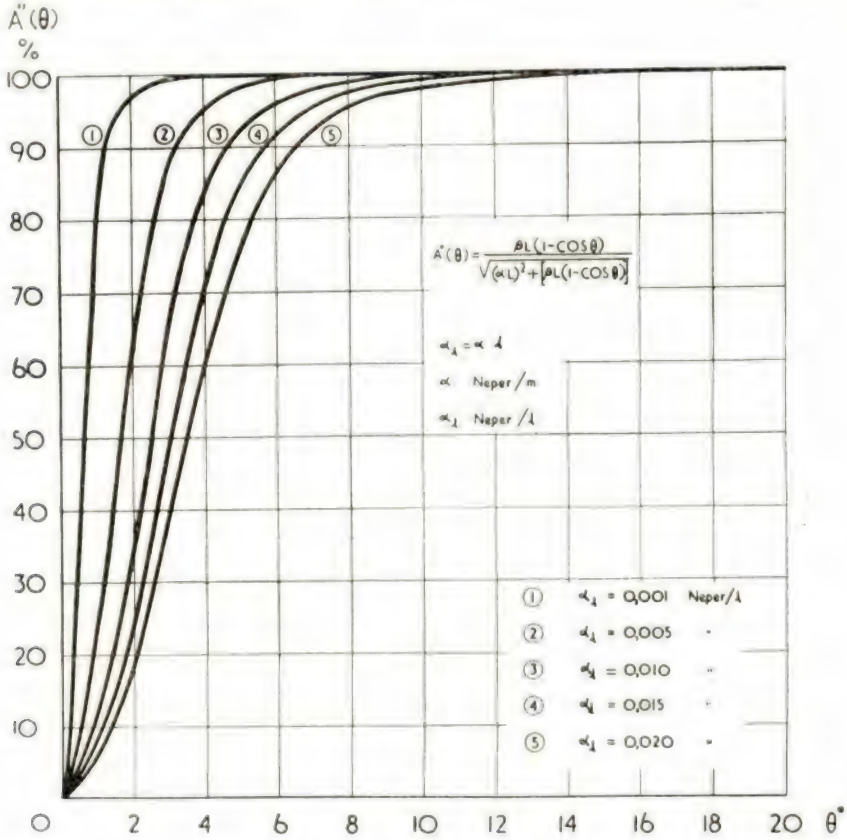


Fig. 2

O valor de β que aparece nas expressões (18) e (19) é a constante de fase relativa à propagação de ondas electromagnéticas no espaço livre e corresponde assim à velocidade da luz, sendo dado pelas equações

$$\beta = \frac{2 \cdot \pi}{\lambda} = \omega \cdot \sqrt{\varepsilon_0 \cdot \mu_0} = \frac{\omega}{c} \quad . \quad (20)$$

Substituindo na expressão (19) o valor de $\dot{I}_x$, dado pela equação (6) e integrando ao longo de todo o comprimento da antena teremos a expressão da amplitude complexa do campo eléctrico devido à antena em estudo

$$\dot{E} = j.60.\pi.\frac{\dot{I}_i}{r.\lambda} \cdot \text{sen}\, \theta \cdot e^{-j\beta r} \int_0^{2L} e^{-\gamma.x} \cdot e^{j.\beta.x.\cos\theta} .dx. \quad (21)$$

Chamando

$$\xi(\theta) = \gamma - j.\beta.\cos\theta = \alpha + j\,\frac{\beta}{p} - j.\beta.\cos\theta =$$

$$= \alpha + j.\beta.\left(\frac{1}{p} - \cos\theta\right) \qquad (22)$$

será

$$\int_0^{2L} e^{-\xi.x}\,.\,dx = \frac{1 - e^{-2.\xi.L}}{\xi}\,. \qquad (23)$$

Em virtude de (22) e (23), a equação (21) transforma-se em

$$\dot{E} = j.60.\pi.\,\frac{\dot{I}_i}{r\,.\,\lambda}\,.\,\text{sen}\,\theta\,.\,e^{-j.\beta.r}\,.$$

$$\frac{1 - e^{-2.j.\alpha.L}\,.\,e^{-2.j.\beta.L.\left(\frac{1}{p} - \cos\theta\right)}}{\alpha + j\,.\,\beta\,.\left(\frac{1}{p} - \cos\theta\right)}\,. \qquad (24)$$

4. Caso da antena formada por condutores perfeitos

Neste caso podemos considerar a atenuação nula e $p = 1$ e a equação (24) transforma-se fàcilmente e toma o seguinte aspecto

$$\dot{E} = j.60.\,\frac{\dot{I}_i}{r}\,.\,\frac{\text{sen}\,\theta}{1 - \cos\theta}\,.$$

$$\text{sen}\,[\beta.\,L.\,(1 - \cos\theta)]\,.\,e^{-j\beta r}\,.\,e^{-j\beta L\,(1 - \cos\theta)} \qquad (25)$$

Simplificando esta expressão e considerando que o módulo das exponenciais é igual à unidade, o módulo da intensidade de campo será dado pela equação

$$E = 60.\,\frac{I_i}{r}\,.\,\text{cotg}\,\frac{\theta}{2}\,.\,\text{sen}\left[\frac{2.\pi.L}{\lambda}\,.\,(1 - \cos\theta)\right]. \qquad (26)$$

Nas figs. 3 a 11 representam-se, gràficamente, a traço cheio, os diagramas de radiação para antenas lineares deste tipo, para diferentes valores do comprimento total 2 L e para uma corrente constante I_i na alimentação da antena. Nessas figuras indica-se também a influência, no diagrama de radiação, da atenuação da corrente nos condutores da antena.

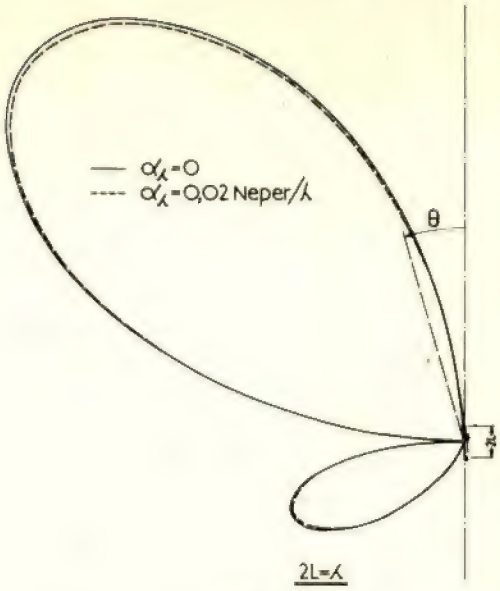


Fig. 3

5. Casos práticos. Conclusões

No caso de antenas formadas por condutores de cobre, em ondas decamétricas, a atenuação poderá ser da ordem de 0,001 Neper por comprimento de onda. No caso de antenas fictícias com uma condutibilidade 400 vezes menor que a do cobre (o que só tem interesse no caso que apontámos para estudo do comportamento de modelos) a atenuação será da ordem de 0,02 Neper por comprimento de onda.

Tendo em consideração que as antenas lineares do tipo que estamos considerando podem ter um comprimento total de vários comprimentos de onda, vamos estudar uma simplificação da equação geral (24) para o caso de a atenuação total ser igual ou inferior, digamos, a 0,2 Neper. Consideraremos ainda que, pelas razões apontadas no § 2, $p = 1$.

Em virtude de ser

$$1 - e^{-2.\xi.L} = 2.\,e^{-\xi.L}\,.\,\text{sh}\,\xi.L \qquad (27)$$

e designando

$$\xi\,.\,L = A + j\,B \qquad (28)$$

será, para $p = 1$

$$A = \alpha\,.\,L \qquad (29)$$

$$B = \beta.L.\,(1 - \cos\theta)\,. \qquad (30)$$

Será ainda

$$\text{sh}\,\xi.L = \text{sh}\,A.\,\cos B + j\,\text{ch}\,A.\,\text{sen}\,B \qquad (31)$$

e para $\alpha L \leqslant 0{,}1$ será sh $A \cong A$ com um erro inferior a 0,2 % e ch $A \cong 1$ com um erro inferior a 0,5 %, a expressão (31) transforma-se em

$$\text{sh}\ \xi.L = A.\cos B + j\ \text{sen}\ B\ . \qquad (32)$$

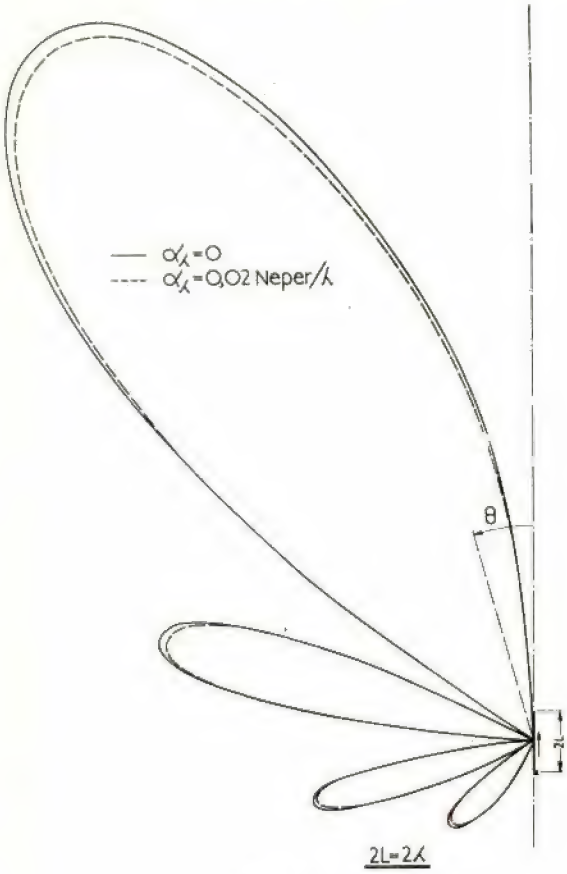


Fig. 4

Transformando a equação (24) dentro das aproximações indicadas será

$$\dot{E} = j.\ 60.\pi.\frac{\dot{I}_i}{r.\lambda}.\text{sen}\theta.e^{-j.\beta.r}\ .$$

$$.\ 2.L.e^{-(A+jB)}\ \frac{A.\cos B + j\ \text{sen}\ B}{A + j\ B}\ . \qquad (33)$$

Se calcularmos o módulo de complexo

$$\frac{A.\cos B + j\ \text{sen}\ B}{A + j\ B}$$

verificamos ser igual a

$$\sqrt{\frac{A^2.\cos^2 B + \text{sen}^2\ B}{A^2 + B^2}} = \sqrt{\frac{1-(1-A^2)\cos^2 B}{A^2 + B^2}} \qquad (34)$$

Sendo $A \leqslant 0{,}1$ será $A^2 << 1$ e, portanto, com um erro inferior a 1 %, a expressão (34) será igual a

$$\frac{\text{sen}\ B}{\sqrt{A^2 + B^2}} \qquad (35)$$

O módulo da intensidade de campo é, portanto, a partir da equação (33)

$$E = 60.\pi.\frac{I_i}{r.\lambda}.\text{sen}\theta.2.L.e^{-A}.\frac{\text{sen}\ B}{\sqrt{A^2 + B^2}} \qquad (36)$$

Ou, ainda, substituindo A e B pelos seus valores dados pelas equações (29) e (30)

$$E = 120.\pi.\frac{I_i}{r}.\frac{L}{\lambda}.\text{sen}\ \theta.e.^{-\alpha L}\ .$$

$$\frac{\text{sen}\left[\dfrac{2.\pi.L}{\lambda}(1-\cos\theta)\right]}{\sqrt{(\alpha.L)^2 + \left[\dfrac{2.\pi.L}{\lambda}(l-\cos\theta)\right]^2}} \qquad (37)$$

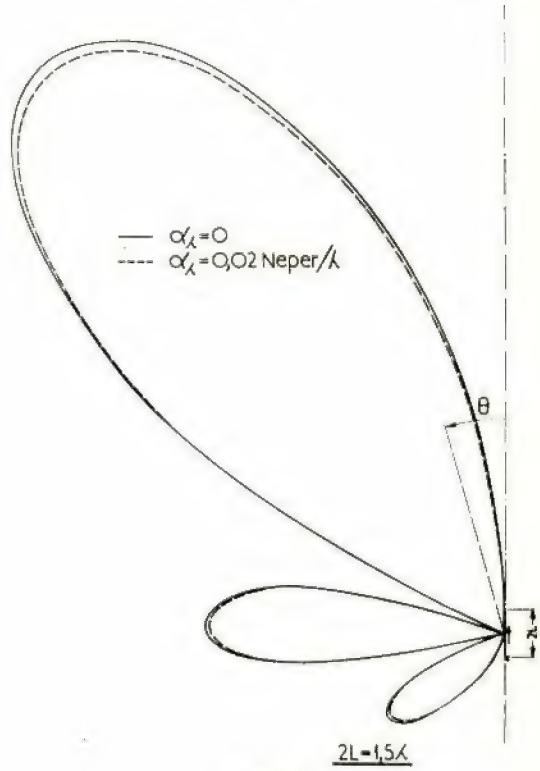


Fig. 5

É interessante notar que a equação (37) se transforma na equação (26) para $\alpha = 0$.

Designando por E_α o módulo da intensidade de campo dado pela equação (37), tendo em consideração a atenuação, e por E_o o módulo da

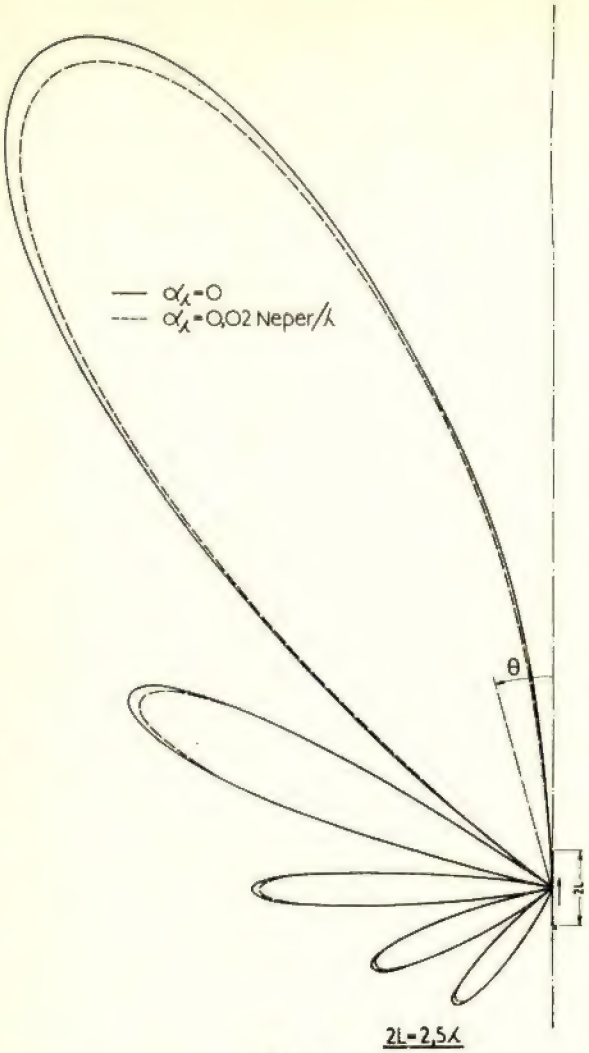


Fig. 6

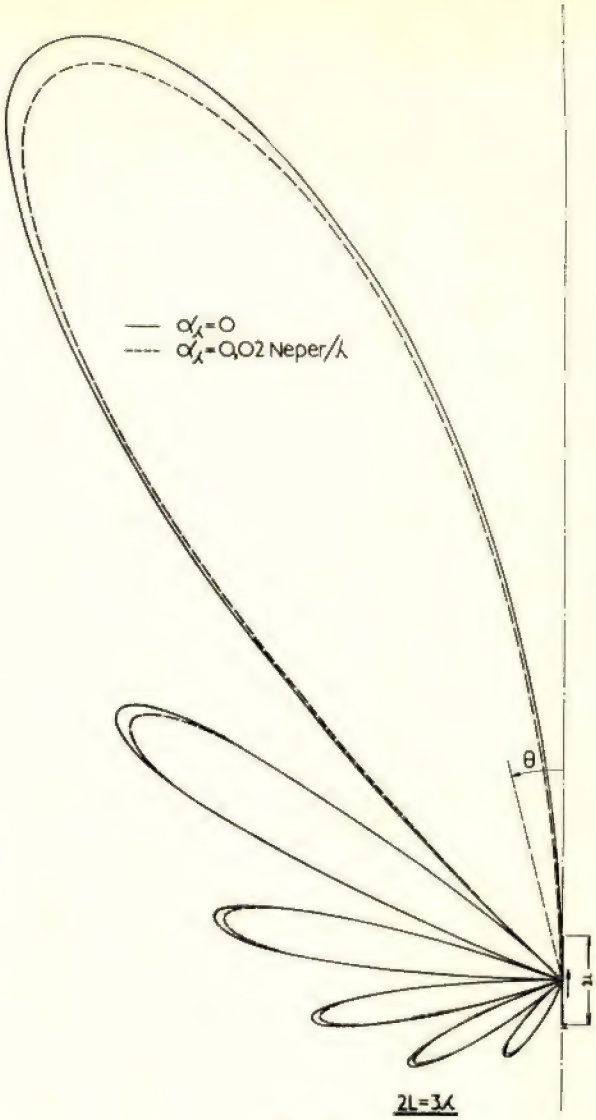


Fig. 7

intensidade de campo, dado pela equação (26), para $\alpha = 0$, poderemos escrever que

$$E_z = E_o \,.\, A' \,.\, A'' \qquad (38)$$

em que os factores de atenuação A′ e A″ serão respectivamente dados pelas equações

$$A' = e^{-\alpha \,.\, L} \qquad (39)$$

$$A'' = \frac{\dfrac{2 \,.\, \pi \,.\, L}{\lambda}\,(1 - \cos\theta)}{\sqrt{(\alpha \,.\, L)^2 + \left[\dfrac{2 \,.\, \pi \,.\, L}{\lambda}\,(1 - \cos\theta)\right]^2}} \qquad (40)$$

O factor A′ depende só do valor da atenuação e do comprimento da antena e é portanto independente de θ; não afecta assim a forma do diagrama de radiação. Afecta contudo o módulo da intensidade de campo, em geral, e a fim de termos uma ideia da influência prática deste factor elaborámos o seguinte quadro (Quadro n.º 1) onde se indicam os seus valores para diferentes valores de 2 L (em unidades de comprimento de onda) e para diferentes valores da constante de atenuação. Designando por α a constante de atenuação quando expressa em Neper por metro e por α_λ quando expressa em Neper por comprimento de onda, será

$$\alpha = \frac{\alpha_\lambda}{\lambda} \quad . \qquad (41)$$

Neste quadro, os valores da constante de atenuação são expressos em Neper / λ. Como vemos, no caso mais desfavorável, o factor A′ é de

cerca de 95 % o que significa uma redução da intensidade de campo de cerca de 0,4 dB.

$\frac{2L}{\lambda}$	α_λ Neper/λ				
	0,001	0,005	0,010	0,015	0,020
1	100 %	99,8 %	99,5 %	99,3 %	99,0 %
2	99,9	99,5	99,0	98,5	98,0
3	99,9	99,3	98,5	97,8	97,0
4	99,8	99,0	98,0	97,0	96,1
5	99,8	98,8	97,5	96,3	95,1

QUADRO N.º 1

Valor do factor de atenuação $A' = e^{-\alpha L}$ em % para diferentes valores de α_λ e de 2 L.

O factor A'', expresso pela equação (40), depende do ângulo θ e afectará, portanto, em princípio, a forma do diagrama de radiação. Tendo em consideração a equação (41), a expressão (40) pode transformar-se e tomar o seguinte aspecto

$$A'' = \frac{(1 - \cos\theta)}{\sqrt{\left(\frac{\alpha_\lambda}{2\pi}\right)^2 + (1 - \cos\theta)^2}} \qquad (42)$$

o que mostra que o factor A'' depende apenas da atenuação α_λ e do ângulo θ e é portanto inde-

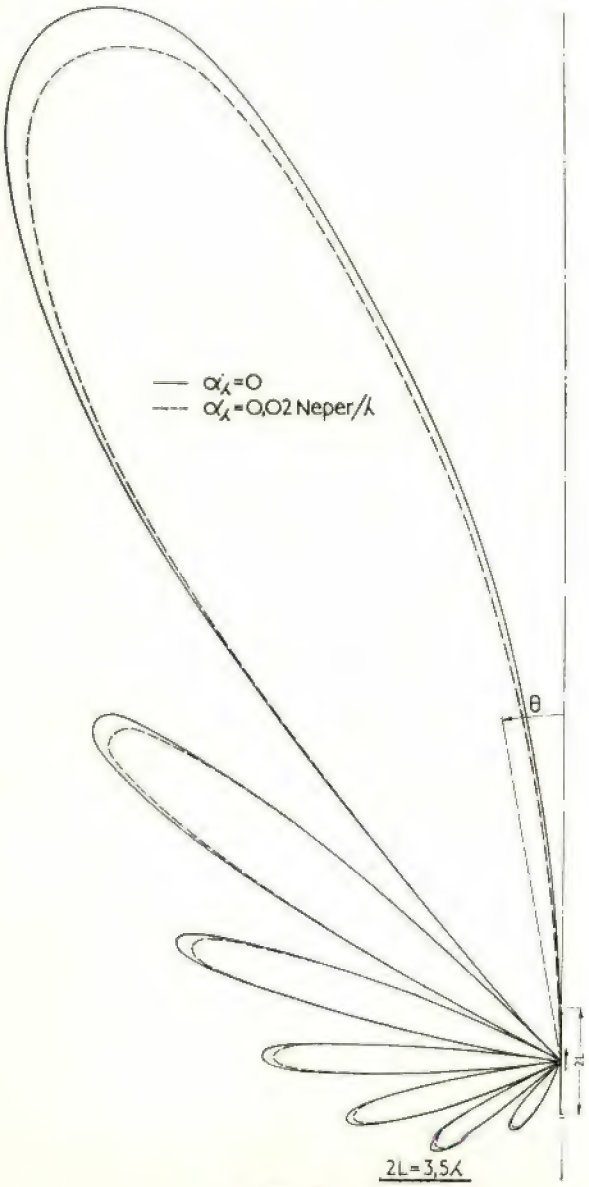


Fig. 8

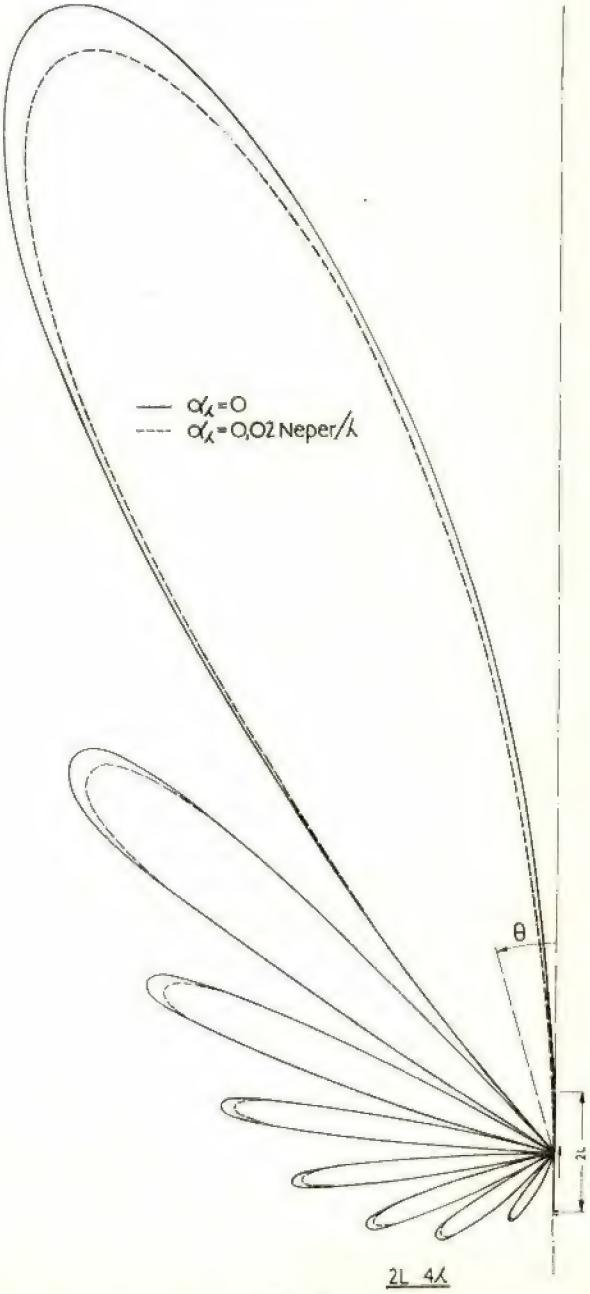
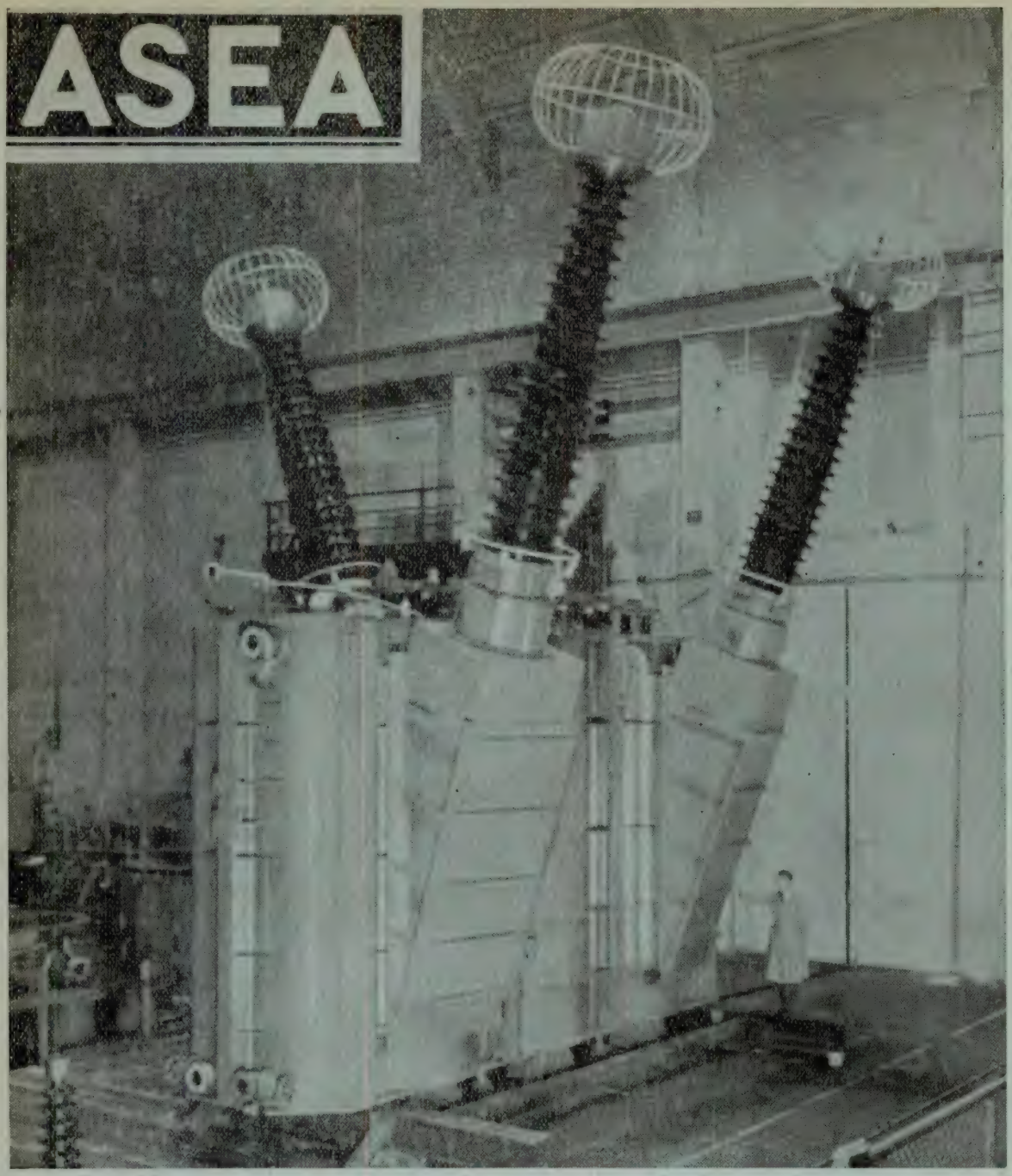


Fig. 9



Transformador trifásico de 100.000 KVA, 13,5 / 400 KV

REPRESENTANTES

JAYME DA COSTA, L.DA

LISBOA - PORTO

EXPLOSIVOS

FABRICO CONTÍNUO DE 300 Kg/h DE

NITROGLICERINA

ACESSÓRIOS PARA

TODOS OS PROCESSOS

DE DETONAÇÃO

ACIDO AZÓTICO

Sociedade Portuguesa de Explosivos, L.da

RUA DOS FANQUEIROS, 44 - 1.º

LISBOA

pendente do comprimento da antena. No Quadro n.º 2 indicam-se os valores calculados do factor A'' para diferentes valores da constante de atenuação α_λ entre 0,001 e 0,020 Neper/λ e para ângulos θ variando desde zero até 20º.

Na fig. 2 representa-se ainda a variação do factor de atenuação A'' em função do ângulo θ para diferentes valores da atenuação α_λ.

θº	α_λ Neper/λ				
	0,001	0,005	0,010	0,015	0,020
0	0	0	0	0	0
1	78,5%	24,4%	12,5%	8,4%	6,3%
2	96,9	63,2	35,4	24,4	18,6
3	99,6	87,1	66,1	50,8	40,4
4	100,0	95,0	83,5	71,0	60,3
5	100,0	98,2	92,3	85,0	76,8
7,5	100,0	99,9	98,3	96,6	94,0
10	100,0	100,0	99,8	99,1	98,0
12,5	100,0	100,0	100,0	99,8	99,1
15	100,0	100,0	100,0	100,0	99,8
17,5	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
20	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0

QUADRO N.º 2

Valor de factor de atenuação A'' (θ) em % para diferentes valores de α_λ e de θ

Da análise do quadro n.º 2 e da figura n.º 2 ou directamente da equação (41), conclui-se que só para valores de θ entre 0 e um certo valor limite que designaremos por θ_l é que o factor A'' influencia o diagrama. Para valores de $\theta \geqslant \theta_l$ este factor de atenuação é sistemàticamente igual à unidade. Mostra-se ainda fàcilmente que o ângulo limite θ_l depende apenas da constante de atenuação; os seus valores aproximados para as atenuações consideradas são dados no Quadro n.º 3.

Esses ângulos foram calculados a partir da equação

$$\left(\frac{\alpha_\lambda}{2\pi}\right)^2 = \frac{1}{100}\,(1-\cos\theta_l)^2 \qquad (43)$$

e é evidente que para $\theta \geqslant \theta_l$ a influência da primeira parcela do denominador da expressão de A'' é desprezável em relação à segunda parcela e portanto A'' será igual à unidade.

α_λ Neper/λ	θ_lº
0,001	3,2
0,005	7,2
0,010	10,2
0,015	12,5
0,020	14,5

QUADRO N.º 3

Valores do ângulo limite θ_l em função da atenuação α_λ

Nas figs. 3 a 11 (1) representam-se, a traço cheio, os diagramas de radiação do tipo de antena que vimos considerando para valores do comprimento total do condutor de antena entre λ e 5λ. Representam-se também, a traço interrompido, os respectivos diagramas, para o caso mais desfavorável que considerámos, de existir uma atenuação de 0,02 Neper por comprimento de onda, e tendo em consideração a influência dos factores de atenuação A' e A'' acima definidos.

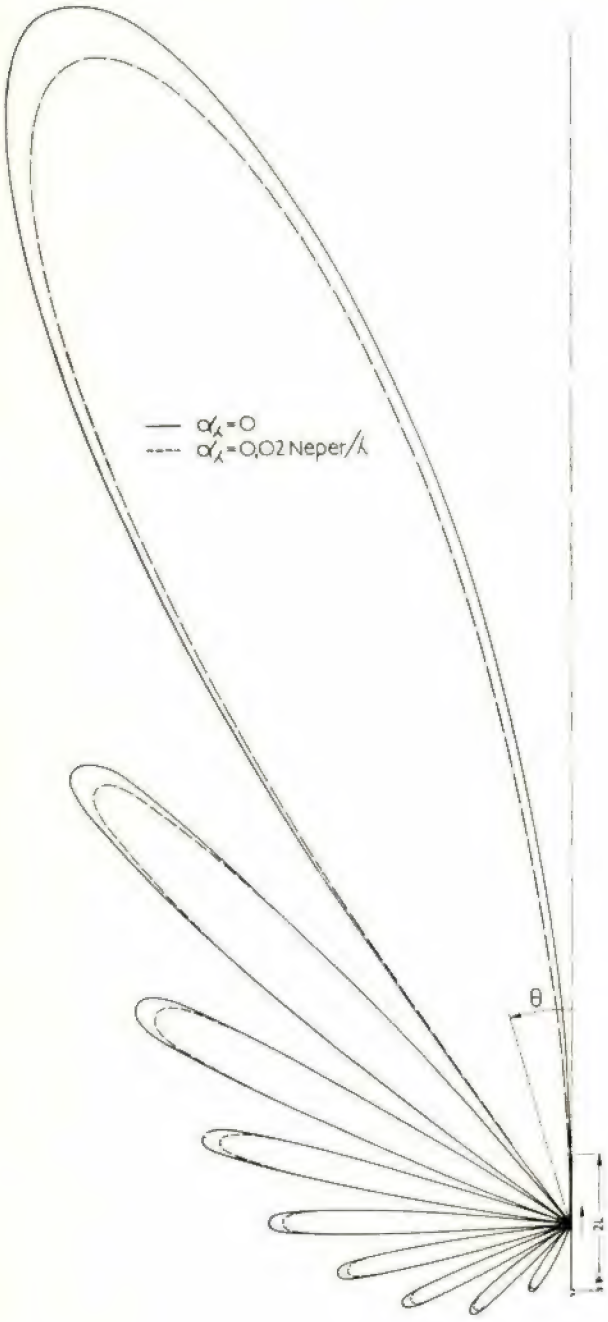
Da análise destas figuras conclui-se que a influência desses factores é relativamente pequena e que, na prática poderá, na maior parte dos casos, ser desprezada.

Do estudo feito poderemos portanto estabelecer as seguintes conclusões que são válidas para radiadores lineares rectilíneos com onda progressiva de corrente e, portanto, para conjuntos desses radiadores, dentro das limitações previstas para a variação de condutibilidade:

— *A*) Na utilização de modelos reduzidos de antenas com onda progressiva, a influência da relação de condutibilidade só ligeiramente se faz sentir no diagrama de radiação como se demonstrou analitìcamente e se ilustrou gràficamente.

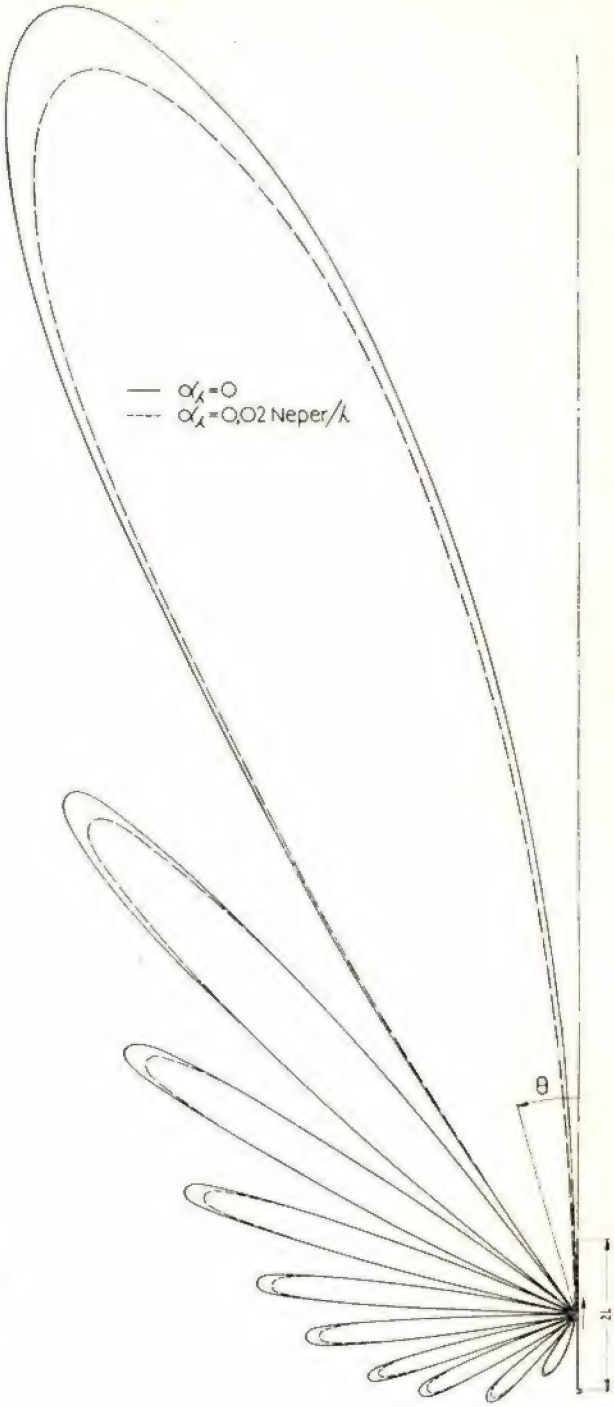
— *B*) No estudo, em geral, de antenas lineares com onda progressiva, estas podem ser estudadas como se fossem constituídas por condutores perfeitos pois que a influência de uma condutibilidade finita dos condutores é, para os valores correntes, desprezável. O cálculo das características de radiação poderá, fazer-se a partir da ex-

(1) Estes diagramas foram calculados com a cooperação do Eng.º Pedro Correia Sampaio, Bolseiro do Instituto de Alta Cultura.



2L = 4,5λ

Fig. 10



2L = 5λ

Fig. 11

pressão simples dada pela equação (26). Sob o ponto de vista prático, poderão utilizar-se condutores de materiais mais resistivos que o cobre, sempre que as condições económicas ou de resistência mecânica o justifiquem.

Deverá contudo notar-se que a análise feita considerou só a influência da condutibilidade dos materiais, admitindo que se mantinham constantes todos os outros parâmetros. A teoria referida da equivalência de sistemas electromagnéticos, à escala, é apenas válida no caso de materiais isotrópicos e não ferromagnéticos. As ordens de grandeza citadas neste estudo não abrangem o caso de materiais ferromagnéticos pois que a influência da permeabilidade magnética na «espessura de pele» pode conduzir, no caso de condutores de ferro, a valores da atenuação superiores aos considerados neste estudo.

Bibliografia

— J. Aharoni, «Antennae, an Introduction to their Theory», Oxford Clarendon Press, 1946.

— J. D. Kraus, «Antennas», Mc Graw-Hill Book Co., Inc., 1950.

— E. A. Laport, «Radio Antenna Engineering», Mc Graw-Hill Book Co., Inc., 1952.

— S. A. Schelkunoff and H. T. Friis, «Antennas, Theory and Practice», John Wiley & Sons, Inc., 1952.

— F. E. Terman, «Radio Engineering», Mc Graw-Hill Book Co., Inc. 1947.

C. D. 621.311.5/91

Elementos sobre a produção e o consumo de energia na rede eléctrica nacional

— Elementos extraídos das estatísticas mensais do Repartidor Nacional de Cargas (R. N. C.) preparadas nos Serviços do R. N. C. a cargo da Companhia Nacional de Electricidade —

NOTA: *A produção e o consumo da rede das empresas do R. N. C. representam actualmente cerca de 90 % dos respectivos totais do País.*

MARÇO

I — Elementos gerais

a) Mensais (mês de Março) 10^6 kWh

	1953	1954	Variação %
Produção hidráulica (P_h)	94,4	134,8 (2)	+ 8
Produção térmica (P_t) . .	12,2	2,1 (3)	— 19
Produção total (P_T) . . .	106,6	136,9	+ 28
Cons. electroquímico (C_{eq})	12,4	28,8	+ 132
Outros consumos ($C_T - C_{eq}$)	81,0	88,5	+ 9
Consumo total (C_T) (1) . .	93,4	117,3	+ 26

b) Acumulados (desde o início do ano, isto é, de 1 de Janeiro a 31 de Março) 10^6 kWh

	1953	1954	Variação %
Produção hidráulica (P_h)	332,4	390,4 (4)	+ 17
Produção térmica (P_t) . .	19,3	10,7 (5)	— 45
Produção total (P_T) . . .	351,7	401,1	+ 14
Cons. electroquímico (C_{eq})	67,1	77,4	+ 15
Outros consumos ($C_T - C_{eq}$)	241,4	267,2	+ 11
Consumo total (C_T) (1) . .	308,5	344,6	+ 12

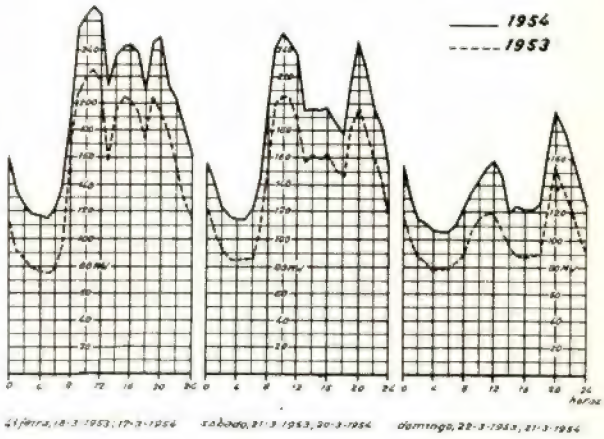
Notas:

(1) No consumo total (C_T) estão incluídas as perdas nas redes de transporte e distribuição.

(2) 98 % P_T. (3) 2 % P_T. (4) 97 % P_T. (5) 3 % P_T

II — Diagramas de carga da produção

	4.ª feira: 18-3-953; 17-3-954	
Produção hidráulica (P_h) — MWh	3.177	4.709
Produção térmica (P_t) — MWh . .	582	39
Produção total (P_T) — MWh . . .	3.759	4.748
Utilização da ponta (U) — horas	16,4	17,2
Factor de carga (α)	0,68	0,72
Relação $\frac{\text{Pot. mín.}}{\text{Pot. máx.}}$ (r)	0,33	0,42



III — Energia armazenada nas principais albufeiras no fim do mês de Março de 1954

Albufeira	Energia armazenada 10^6 kWh	%
Venda Nova	103,6	96,9
Salamonde	11,7	85,4
Guilhofrei	8,2	99,5
Lagoa Comprida	29,4	99,5
Santa Luzia	33,9	100,0
Castelo do Bode	158,6	96,7
Pracana	10,1	97,4
Póvoa	8,6	73,6
Total	364,1	93,6

C. D. 669.841:624.042.7

O cálculo das construções para a acção dos sismos

ENG.ª CIVIL (I. S. T.) MARIA AMÉLIA F. CHAVES
ENG.º CIVIL (I. S. T.) J. S. BRAZÃO FARINHA

Sumário

Com o que se segue pretende-se chamar a atenção dos engenheiros portugueses para o interesse da consideração do efeito dos sismos nas construções; procura-se dar uma ideia sumária da questão, frizando especialmente que:

— Portugal encontra-se numa das regiões sísmicas do globo, sendo algumas das suas áreas, em particular a de Lisboa, periòdicamente atingidas por sismos desastrosos.

— O problema da construção anti-sísmica, embora de difícil tratamento teórico, e com muitas questões ainda em aberto, pode considerar-se resolvido para fins práticos, mediante o recurso a elementos de conhecimento empírico, que permitem obter construções seguras com reduzido acréscimo de custo em relação às obras vulgares.

— A obrigatoriedade da construção anti-sísmica exige todavia uma regulamentação que fixe normas de elaboração e de apresentação de projectos, normas construtivas e de cálculo, tornando-se ainda necessário coordenar a indispensável colaboração dos engenheiros e dos arquitetos que tenham de intervir na elaboração de todo e qualquer projecto de construção civil. O problema tem particular interesse para Lisboa, a quem deverá competir um papel de relevo nos estudos sistemáticos a efectuar, e para os quais o L. N. E. C. poderá certamente dar uma valiosa colaboração.

Indicam-se algumas normas gerais de concepção e cálculo de estruturas, adoptadas nalguns países, apresentando-se no final um exemplo referente a um caso concreto de cálculo de um edifício a construir brevemente em Lisboa.

1. Importância nacional do problema — O caso de Lisboa

Sob o ponto de vista sísmico, as diversas zonas do globo podem classificar-se em assísmicas, penessísmicas e sísmicas (1). Nas primeiras os tremores de terra são desconhecidos, ou quando ocorrem excepcionalmente são sempre de insignificante importância. As zonas sísmicas são caracterizadas por terramotos desastrosos mais ou menos intervalados, e nelas ocorrem muito frequentemente pequenos tremores de intensidade variável. As regiões penessísmicas ocupam uma posição intermédia em relação às anteriores, com sismos raros e pouco intensos, em nenhum caso devastadores, pelo menos nos tempos históricos. Portugal encontra-se numa das zonas sísmicas do globo, sendo entre nós frequentes os sismos de pequena intensidade (1). Periòdicamente têm ocorrido alguns sismos muito violentos, dos quais se podem citar, como particularmente intensos, os de 1 de Novembro de 1755, 26 de Janeiro de 1531 e 24 de Agosto de 1356, a par de outros também muito importantes, mas menos

(1) Montessus de Ballore, «La Sismologie moderne. Les tremblements de terre».

(1) Paul Choffat, «Les tremblements de terre de 1903 en Portugal».
Dr. Raul de Miranda, «Tremores de terra em Portugal» (1923-30).
Dr. Raul de Miranda, «Introdução à sismologia».
Dr. A. Ferraz de Carvalho, «Estudo actual dos tremores de terra», Coimbra 1925.

catastróficos. A sua periodicidade é, todavia, muito larga, acontecendo que, no intervalo, o tempo se encarrega de fazer esquecer a experiência adquirida.

O problema não tem sido entre nós objecto dum estudo sistemático ([1]), nem hoje, nalguns meios técnicos relacionados com a construção civil, se lhe atribui grande importância. Todavia, já no dizer de Plínio, o Antigo, onde houve um terramoto, outro tornará a haver. E o que é certo é que, com os conhecimentos técnicos actuais, não pode haver qualquer dúvida, como observava Cappelletti, que os engenheiros, construtores e arquitectos, desde que o queiram, têm poder para eliminar os terramotos da lista das calamidades humanas.

Entendemos, por isso, como dever de consciência profissional, introduzir a consideração das acções sísmicas no cálculo de construções muito altas que projectámos recentemente. Porém, o prosseguimento de tal tarefa só poderá ter completa aceitação no campo técnico nacional se conseguirmos um franco apoio dos engenheiros portugueses, que permita, pouco a pouco, modificar a mentalidade actualmente existente.

A história dos grandes sismos, nos países em que não são muito frequentes, prova que, em seguida a um tremor de terra violento as municipalidades se preocupam com a elaboração de normas preventivas, as quais, porém, com o tempo, são esquecidas, até que nova catástrofe venha demonstrar, já demasiado tarde, como teria sido bem necessário cumpri-las. *Lisboa foi a primeira cidade do Mundo a elaborar um regulamento de construção anti-sísmica*, homologado pelo Marquês de Pombal ([2]). Todavia, o actual Regulamento das Construções Urbanas apenas diz no seu artigo 134.º: «Nas zonas sujeitas a sismos violentos deverão ser fixadas condições restritivas especiais para as edificações, ajustadas à máxima violência provável dos abalos e incidindo especialmente sobre a altura máxima permitida para as edificações, a estrutura destas e a constituição dos seus elementos, as sobrecargas adicionais que se devam considerar, os valores dos coeficientes de segurança e a continuidade e homogeneidade do terreno de fundação».

O facto de Lisboa atravessar uma época de grande actividade construtiva, em que se projectam e levantam prédios de grande altura, sem se atender ao cálculo das acções dos sismos, e por outro lado a probabilidade, de podermos sofrer ainda a acção de novos sismos desastrosos, animou-nos a apresentar este trabalho, a fim de chamar a atenção dos nossos técnicos para a importância do problema, supondo-se mesmo que Lisboa deveria tomar a iniciativa do estudo de um regulamento apropriado. Ao apresentar o nosso trabalho não pretendemos esgotar o assunto, nem sequer tratá-lo com profundidade teórica — outros estarão em melhores condições para o fazer — procurámos apenas indicar elementos acentuadamente objectivos e práticos, que permitissem dar uma ideia da natureza do problema e da maneira de o resolver, incluindo-se no final, para melhor esclarecimento, a apresentação dum caso concreto de aplicação. Trata-se de uma tentativa apenas esboçada, que não pode considerar-se de carácter definitivo, mas que permite concluir, com segurança, que a adopção duma estrutura anti-sísmica, de muito pouco encarece a construção, desmentindo em absoluto qualquer argumentação apriorística que se pretendesse invocar, para contrariar a generalização, entre nós, deste tipo de construção.

2. Origem dos sismos. Periodicidade

Como se sabe, a crusta terrestre não está estabilizada, mas em permanente evolução devido à acção dos agentes de erosão e dos fenómenos tectónicos, isto é, de forças que provocam deslocamentos, enrugamentos e roturas das rochas ([1]), dando origem ao relevo terrestre e aos acidentes geológicos tais como fracturas, falhas, dobras e pregas, etc. Em geral a acção dos fenómenos tectónicos desenvolve-se mais ou menos lentamente; todavia algumas vezes ocorre bruscamente, com maior ou menor violência, comunicando então ao solo vibrações que se transmitem a distância, dando, à superfície, lugar aos terramotos ou aos maremotos, consoante a posição do seu centro, em terra ou no mar.

([1]) Eng.º Abel Cardoso, «Defesa anti-sísmica», «Técnica», Outubro de 1950 a Janeiro de 1951.
Eng.º Pereira Bravo, «Segurança anti-sísmica na construção», Lisboa 1950.

([2]) Montessus de Ballore, «La Science Seismologique», pág. 504.

([1]) Dr. Torre de Assunção, «Introdução geológica».

Os sismos podem ainda ter outras origens, principalmente relacionadas com fenómenos vulcânicos, certos fenómenos de cristalização acompanhados de formação de gases (de que resultem efeitos de pressão) ou ainda fenómenos de erosão interna (de que resultem abatimentos) mas estes casos não são muito frequentes nem dão lugar a sismos de grande intensidade. Os terramotos mais intensos, que se verificam periòdicamente em determinadas regiões instáveis do globo, têm origem tectónica, isto é, são o resultado de deslocamentos de massas internas da crusta. A periodicidade destes fenómenos é muito incerta, havendo zonas em que os tremores se fazem sentir com alguma regularidade, e noutras muito irregularmente. Assim, por exemplo, em dada altura sucedem-se com muita frequência, para depois se entrar num período de socego mais ou menos prolongado.

Supõe-se que, anualmente, se produzem mais de 30.000 sismos ([1]), a grande maioria dos quais, por serem extremamente débeis, seriam apenas registáveis pelos sismógrafos, se se dispusesse de uma rede completa de observações sistemáticas. Outros porém — e são esses que interessam ao engenheiro — são muito intensos, e provocam modificações acentuadas na estrutura da crusta terrestre, dando lugar a acidentes catastróficos à superfície da terra. Segundo Omori, entre os anos de 416 e 1898 da nossa era, a humanidade sofreu 222 terramotos especialmente destruidores. Isto pelo que respeita aos terramotos conhecidos, pois outros ficaram possìvelmente ignorados ou ocorreram em regiões pouco habitadas. Nas grandes cidades modernas em que cada vez se constroe mais e mais altos edifícios, a importância dos terramotos é sentida com acuidade crescente. Interessa pois saber como se distribuem geogràficamente as zonas de instabilidade no globo terrestre.

Ora esta distribuição não se faz ao acaso, mas segundo duas linhas contínuas ([2]) correspondentes aos grandes geosinclinais da era secundária, o alpino ou mediterrânico e o circumpacífico, donde emergiram as grandes cordilheiras actuais formadas na era terceária, e cujo enrugamento ainda não terminou. A distribuição geográfica das áreas sísmicas não é porém imutável na história geológica da terra. Antes das zonas actualmente instáveis começarem a revelar-se como tal, a instabilidade sísmica correspondia a outras zonas, nas eras em que se formaram ou eram ainda jovens as respectivas cordilheiras. Estas, depois de estabilizadas, isto é, depois de extintos os movimentos tectónicos que as originaram, prosseguindo na sua evolução, começaram a ser arrasadas pelos agentes de erosão; tais zonas, de formação geológica muito antiga, são hoje regiões penessísmicas ou já assísmicas. Existe pois íntima relação entre o relevo, a constituição geológica e a instabilidade sísmica duma região; enquanto raramente se notam sismos em terrenos paleozoicos, já completamente consolidados, nos secundários e terceários são frequentes. As zonas próximo das costas que formam profundas depressões marinhas, apresentam um papel da maior importância na sismologia de certas regiões. Os estudos de Sieberg mostraram que 40 % dos sismos até então registados, referiam-se a estas zonas, enquanto apenas 0,4 % pertenciam a terrenos paleozoicos.

A primeira das duas linhas de instabilidade atrás referidas abrange as Antilhas, a Venezuela e, atravessando o Atlântico, os Açôres, Portugal, sul da Espanha, Marrocos e Argélia, todo o Adriático desde a Sicília aos Alpes, pelos Apeninos, e dos Alpes aos Balcans, e toda a bacia instável do mar Egeu; a Turquia e a Arménia formam um centro de irradiação da região sísmica que se prolonga, por um lado para o Cáucaso e Turquistão até o lago Baical, na Sibéria, e por outro para o Líbano, Pérsia, Himalaia e suas dependências, donde segue pelo Afganistão, Tibete e Birmânia até encontrar o geosinclinal circumpacífico nas ilhas de Sumatra, Java, Molucas e Nova Guiné. A segunda linha sísmica abrange toda a costa do Pacífico, desde o Chile até o Alasca (com uma inflexão na América Central, onde encontra o geosinclinal mediterrânico) mantendo-se sobre a vertente ocidental dos Andes e das Montanhas Rochosas, salvo nalguns pontos onde o relevo se bifurca. Na Ásia esta linha fecha-se através das Aleutas, Cantchaca, Curilhas, Japão, Formosa, Molucas e cordilheira oriental da Austrália.

Estas duas linhas, fig. 1, foram definidas pela

([1]) Isto é, um em cada quarto de hora. Só no Chile registaram-se 1.500 tremores no ano de 1909. Em Portugal ocorreram 113 no período de 1911 a 1930, inclusivé.

([2]) Montessus de Ballore, «Les tremblements de terre-Geographie Seismologique»

primeira vez através de grande número de elementos estatísticos, os quais revelaram que 90 % dos sismos então conhecidos (em número de 160.000) tinham ocorrido em zonas que estavam por elas abrangidas.

os efeitos são destruidores; 2.ª categoria, zonas medianamente sísmicas, onde os efeitos são atenuados; 3.ª categoria, zonas fracamente sísmicas; 4.ª categoria, zonas assísmicas. Existem regulamentos fixando normas de cálculo e normas

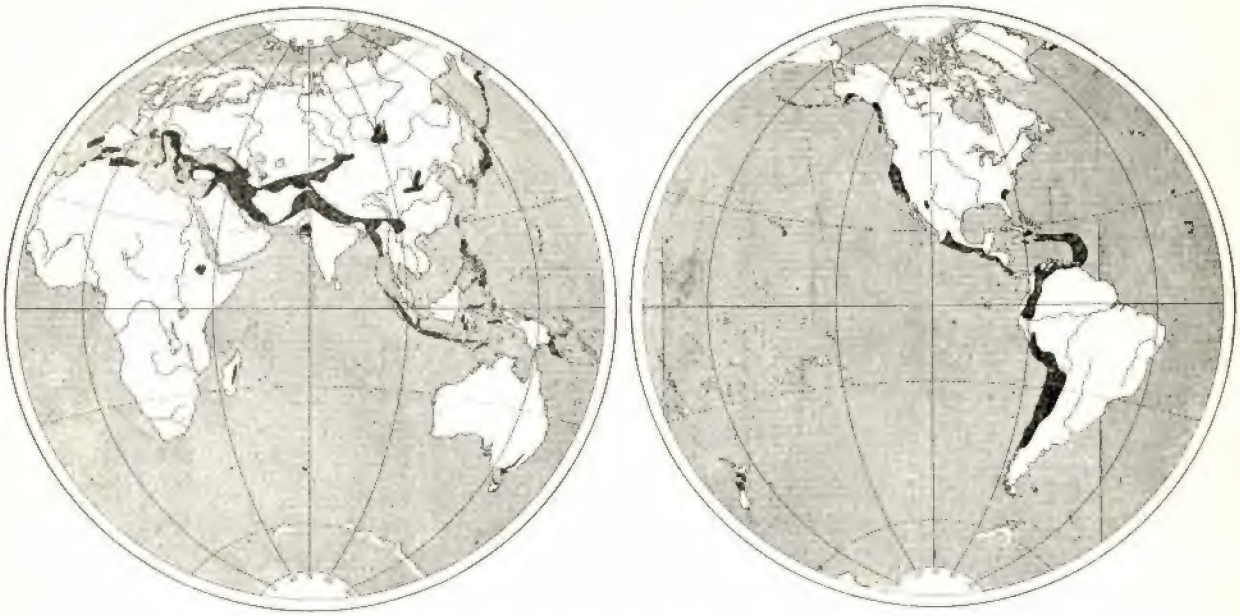


Fig. 1 — Regiões de instabilidade sísmica do globo, segundo Montessus de Ballore

Ao contrário do que acontece com as zonas eminentemente sísmicas referidas, as regiões penessísmicas são isoladas entre si, podendo citar-se os Pirineus, a Islândia, os Cárpatos e, sobretudo em África, a grande fractura longitudinal que se estende da Abissínia ao Zambeze.

Do que fica dito é fácil compreender que num mesmo país podem ocorrer áreas de sismicidade muito diferente. As isossistas, isto é, as linhas que limitam áreas onde a intensidade sísmica se manifesta igual, nem sempre mostram uma grande regularidade, revelando a existência de verdadeiros complexos tectónicos. A natureza do terreno influi muito na forma destas curvas, não sendo raro o aparecimento de áreas isoladas das visinhas, quanto ao grau da intensidade sísmica sentida. O traçado das isossistas só é possível após estudos demorados exigindo o conhecimento de grande número de observações.

Na Itália, um dos países do Mundo onde os tremores de terra melhor são conhecidos, está perfeitamente definida a distribuição da intensidade sísmica, tendo sido assim possível demarcar as diversas áreas segundo quatro grupos, a saber: 1.ª categoria, zonas eminentemente sísmicas, onde

construtivas pormenorisadas para as zonas pertencentes às 1.ª e 2.ª categorias ([1]).

3. A sismicidade na península Ibérica — O caso português

A península Ibérica, segundo Rey Pastor, pode ser dividida em quatro grandes regiões, sob o ponto de vista da sua tectónica e sismicidade:

— *a região do nordeste*, não interessando Portugal, e que inclui os Pirineus, as serras da Catalunha, os montes das Vascongadas, a depressão do Ebro, etc.;

— *a região central*, a mais extensa e onde se regista a menor sismicidade, a qual abrange os montes Cantábricos, o maciço galaico-duriense (que se estende da Galisa até às nossas províncias do Minho, Douro Litoral, Trás-os-Montes, Alto Douro e parte da Beira Alta), o núcleo

([1]) Victor Gibert, «Divulgacion sobre construcciones asismicas», «La Ingenieria», Maio 1944, pág. 331. Luigi Santarella, «Il Cemento Armato», vol. II, pág. 167 e 171.

central constituído pela Meseta Ibérica, de formação geológica muito antiga, a Estremadura espanhola e o Alentejo. Esta região é pràticamente assísmica, à parte a existência de três zonas sísmicas, mas sem epicentros notáveis, constituídas pelo maciço galaico-duriense, a cordilheira cantábrica e parte do Alentejo;

— *a região sul*, com o Algarve, a depressão bética e a cordilheira penebética na Andalusia e que constitui para Espanha a mais activa das suas áreas sísmicas;

— *a região ocidental lusitana*, de todas a mais notável, que vai desde Espinho até ao Algarve, incluindo as formações mesozoicas da orla ocidental do nosso País, com alargamento para Leste, compreendendo a bacia terceária do Tejo e do Sado, e que abrange quase todo o curso do Tejo em Portugal.

Acerca da distribuição sísmica no nosso País, não há ainda dados seguros que permitam o traçado duma carta, todavia as apresentadas por Choffat (1) e Pereira de Sousa (2) e ainda a fig. 2 dão uma ideia a respeito daquela distribuição.

Entre nós, os sismos mais conhecidos podem classificar-se, quanto à sua origem, como segue:

Sismos de grande extensão, tendo o seu centro em terra, a distâncias relativamente fracas da costa ou, mais geralmente, nas profundidades do Oceano, em frente da costa ocidental, entre os paralelos das serras da Arrábida e de Sintra. As intensidades mais fortes têm sido observadas na região ocidental entre os paralelos das ilhas Berlengas e do cabo de Sines. Fora desta região existem áreas onde, por ocasião de sismos extensos, a intensidade é mais forte que nas localidades vizinhas.

Conhecem-se ainda outros sismos de notável extensão, embora muito inferior, que têm a sua região inicial no maciço galaico-duriense e no sul do País.

Sismos locais, às vezes com grande intensidade (maciço da serra da Estrela, etc.). Podem classificar-se neste grupo, pelo que se refere ao nosso País, os sismos tendo o seu centro na Andaluzia, na região correspondente ao vale do Guadalquivir, em cujo prolongamento o Algarve está situado. Os sismos com o centro na região de Andaluzia, correspondentes às serranias béticas, não tem tido repercussões importantes em Portugal.

Pelo que se refere à intensidade sísmica, podemos indicar no nosso País, por ordem crescente, primeiramente as províncias de Trás-os-Montes e Douro, quase completamente assísmicas; em segundo lugar a Beira Alta e principalmente o Minho que, apesar de constituído por terrenos de formação antiga, tem uma sismicidade acentuada, se bem que pouco intensa; depois vem o Alentejo, com zonas sísmicas independentes, sobretudo a de Évora; no Algarve a sismicidade aproxima-se da zona litoral do País, e a distribuição dos tremores de terra faz-se especialmente ao longo de duas linhas sismo-tectónicas, uma segundo Albufeira-Estói-Vila Real de Santo António e a outra segundo Lagos-Albufeira; finalmente, é na região ocidental (tectònicamente, a mais complicada de todas, tendo sofrido acções que a enrugaram e produziram numerosos deslo-

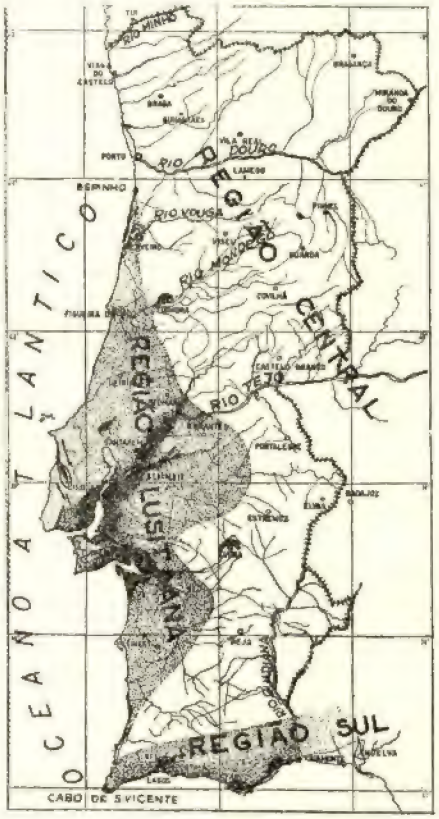


Fig. 2 — Regiões sísmicas da Península Ibérica, que interessam o nosso País

(1) Paul Choffat, «Estudos sobre o sismo no Ribatejo de 23 de Abril de 1909», pág. 103 e 105.

(2) Francisco Pereira de Sousa, «O terramoto do 1.º de Novembro de 1755 em Portugal», vols. I, II, III e IV.

camentos, falhas e abatimentos, nomeadamente a falha do Tejo) que se nota a maior e mais importante actividade sísmica do continente português.

Junto à costa e prolongando-se pelo Atlântico, a sudoeste de Lisboa, desenvolve-se um afundimento responsável em grande parte pela instabilidade desta região. A zona Atlântica a sudoeste do cabo de S. Vicente é também origem de instabilidade.

A fim de ter uma ideia dos terramotos que atingiram o nosso País nas épocas históricas, apresentamos algumas rápidas notas sobre os mais importantes, colhidas na obra de Pereira de Sousa atrás citada ([1]).

a) No ano de 382 houve um grande terramoto, muito sentido no litoral português. Segundo Moreira Mendonça, subverteram-se algumas ilhas, de que ainda ao presente aparecem certas eminências defronte do cabo de S. Vicente.

b) Ocorreram em Lisboa terramotos em 1009, 1117, 1146 e 1290, que foram fortíssimos.

c) Em 22 de Fevereiro de 1309, no tempo de D. Dinis, registou-se um grande terramoto, que se sentiu não só em Portugal mas em grande parte da Europa.

d) Em 9 de Dezembro de 1321 sentiu-se outro grande terramoto que abrangeu uma larga área e se repetiu três vezes, com intensidade crescente.

e) Em 24 de Agosto de 1356, no reinado de D. Afonso IV, houve um terramoto muito intenso, dos maiores que se conhecem e que se estendeu a Portugal e Espanha, onde causou muitas destruições. Em Portugal atingiu fortemente Lisboa e outras regiões, incluindo o Algarve.

f) Em 5 de Abril de 1504 um grande terramoto fez-se sentir no sul de Espanha, Portugal e Marrocos; no nosso País destruiu povoações inteiras. Parece que neste ano, em que reinava em Portugal D. Manuel I, se registaram ainda outros terramotos, de menor importância.

g) Em Janeiro de 1531, no tempo de D. João III, fizeram-se sentir, principalmente em Lisboa, Santarém, Almeirim e Setúbal dois terramotos, em 7 e 26 de Janeiro, qualquer deles desastroso. O segundo, mais violento, e que Moreira de Mendonça julga ter sido o mais intenso que se conhece no nosso País, destruiu em Lisboa muitos templos, palácios e 1.500 das 5.000 casas da cidade, tendo quase todas as restantes ficado inabitáveis. Causou muitas mortes e no mar submergiram-se alguns navios. Foi também muito sentido em Évora onde causou ruínas.

h) O terramoto de 28 de Janeiro de 1551 provocou em Lisboa a derrocada de 200 casas, em que pereceram 2.000 pessoas.

i) No Algarve, verificaram-se sismos muito intensos no fim de Novembro de 1587 (que causou em Loulé 170 mortos e a destruição de cento e tantas casas) e em Dezembro de 1722, que causou muitas destruições em Tavira, Loulé, Faro e Portimão.

j) Em 27 de Outubro de 1699 sentiram-se em Lisboa fortes terramotos, que continuaram por todo o mês de Novembro.

k) Em 1 de Novembro de 1755 registou-se um dos mais violentos e extensos sismos que a humanidade experimentou, muito sentido em Portugal, Espanha e Marrocos ([1]). Em Lisboa, onde foi mais intenso, seguiu-se ao sismo um grande incêndio e ficaram destruídas muitas igrejas, palácios e 12.000 casas, tendo causado 30.000 mortos, e o naufrágio de muitos navios que se encontravam no Tejo. Os prejuízos materiais foram imensos, e as destruições, que atingiram o património artístico, documentos históricos, etc., impossíveis de avaliar.

l) Em 31 de Março de 1761 registou-se um terramoto em Beja e Évora, o qual foi também sentido noutros pontos; em Lisboa provocou algumas derrocadas em construções.

m) Em 12 de Janeiro de 1856, outro sismo na zona do Algarve atingiu principalmente Tavira, Olhão, Loulé e Faro, onde arruinou muitos prédios.

n) Em 11 de Novembro de 1858 foi sentido um terramoto em todo o País, principalmente na zona sísmica de Setúbal, que foi a mais atingida, e onde, além de se terem registado algumas mor-

([1]) Veja-se também Moreira de Mendonça «História Universal dos Terramotos», Lisboa 1758.
Arq.º Cassiano Branco «Os grandes terramotos em Portugal», «Ver e Crer», Novembro 1949, pág. 62.

([1]) Francisco Pereira de Sousa, «Ideia geral dos efeitos do magasismo de 1755 em Portugal», Lisboa 1914.
Francisco Pereira de Sousa, «Efeitos do terramoto de 1755 nas construções de Lisboa», «Revista de Obras Públicas e Minas», Julho 1909, pág. 293.
Louis Gentil e F. Pereira de Sousa, «Sur les effects au Maroc du grand trémblement de terre en Portugal de 1755», Comptes Rendues Ac. Sc. Paris, t. 157, pág. 805.

tes, poucas foram as construções que não sofreram dano, tendo derruído 140 casas.

o) Em 23 de Abril de 1909 um terramoto danificou todas as casas de Benavente e destruíu 380, ou seja 40 % do total, além de ter causado 30 mortes. Em Lisboa a zona mais atingida foi a oriental, onde cairam muitas chaminés e muros. É um dos sismos ocorridos em Portugal que estão mais bem documentados, em particular na obra de P. Coffat já referida (1).

Estes são os tremores de terra mais destruidores que se registaram no nosso País, podendo citar-se ainda outros menos intensos, que apenas provocaram fendilhamentos nas construções, sem destruição destas. Não se descrevem também os terramotos mais desastrosos verificados nas ilhas dos Açores (1522, 1563, 1638 e 1720 em S. Miguel, 1562, 1580 e 1808 em S. Jorge, 1572 e outros no Pico, 1614 e 1691 na Terceira, 1762 no Faial, etc.) e da Madeira (1748).

Apesar da importância do problema, como se acaba de referir, a questão está quase abandonada entre nós. Torna-se necessário iniciar uma colaboração interessada entre a C. M. L., o L. N. E. C. e o Serviço Metereológico Nacional, no sentido de nos pormos a par dos últimos progressos alcançados nesta matéria nos países sísmicos mais progressivos, fazer um balanço das possibilidades da actual rede de estações sísmicas do País, e ordenar todos os elementos de que possamos dispor, confiando ao L. N. E. C. a realização de quaisquer ensaios que seja necessário fazer, com vista à promulgação final de um regulamento português de construção anti-sísmica.

4. Propagação e intensidade dos sismos

O foco da perturbação que dá origem ao sismo (denominado «hipocentro») localiza-se a profundidades de uns 50 km ou mais, em relação à superfície; as vibrações transmitem-se à massa da crusta terrestre segundo ondas longitudinais (na direcção radial) e ondas transversais (em direcção normal às primeiras), que se propagam mais lentamente do que elas. Junto ao solo, a partir do «epicentro» (zona situada à superfície, na vertical do hipocentro) inicia-se ainda a transmissão de vibrações por ondas superficiais, que se propagam ainda mais lentamente, apesar de se transmitirem com a velocidade de alguns quilómetros por segundo (1). Finalmente, fenómenos de reflexão, refracção, etc., produzidos nas zonas de contacto de solos com propriedades elásticas diferentes, introduzem novos sistemas de ondas, que complicam extraordinàriamente o movimento resultante dos pontos do solo, fig. 3.

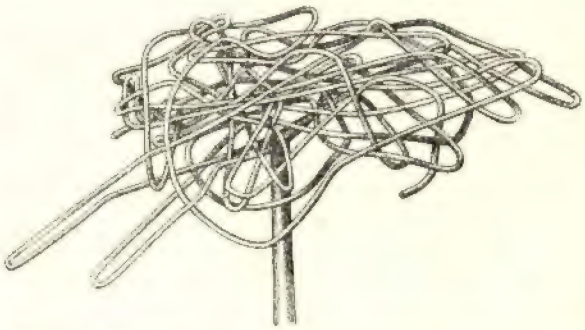


Fig. 3 — Modelo de parte da trajectória dum ponto do terreno, por ocasião do terramoto de Toquio, em Janeiro de 1887, segundo Seikiya

Pode-se decompor este movimento segundo duas direcções horizontais e uma vertical. Qualquer destas componentes está longe de ser um movimento vibratório harmónico simples, como tantas vezes se admite para simplificar os cálculos, quer dizer, não é válida a expressão do período $t = 2\pi\sqrt{\frac{A}{a}}$, sendo «A» a amplitude do movimento e «a» a sua aceleração máxima (2).

As oscilações verticais têm amplitudes em média 6 vezes inferiores às das oscilações horizontais, e acelerações entre 1/10 e 1/15 das acelerações horizontais; a sua acção, pouco importante, não oferece perigo para as construções, que resistem bem a cargas verticais.

(1) Veja-se também o trabalho da Comissão de Estudos das Construções nas Regiões Sísmicas, «Tremor de terra no Ribatejo em 23 de Abril de 1909».

(1) Há que distinguir esta velocidade de propagação das ondas sísmicas, da velocidade de vibração do solo e de todos os corpos a ele ligados, a qual é apenas de alguns milímetros por segundo.

(2) A amplitude é o deslocamento total da partícula terrestre de um e outro lado da sua posição de repouso, em cada uma das vibrações ou oscilações que experimenta. Período é o tempo que a partícula demora a executar uma oscilação completa. Estas designações têm significado no caso de movimentos periódicos mas, embora a vibração dum tremor de terra seja muito irregular, continuamos a utilizar tais termos para descrever um movimento que não é periódico e cujo diagrama apresenta irregularidades diversas.

Os diversos pontos da terra são portanto atingidos sucessivamente pelas ondas longitudinais e transversais, que se denominam em conjunto «ondas percursoras» e depois pelas ondas superficiais ou «principais». Todas comunicam vibrações às construções, cuja intensidade, em igualdade de outras circunstâncias, varia na razão inversa da distância ao local a que se encontram em relação ao epicentro, decrescendo ràpidamente a partir deste.

O registo dos terramotos é feito por instrumentos de precisão denominados «sismógrafos» de que há vários tipos. Esquemàticamente podem definir-se como materializando um ponto não influenciado pelo abalo sísmico, o qual traça, numa superfície conveniente, o movimento do ponto do solo que lhe corresponde. São essencialmente constituídos por pêndulos de diversos tipos que, sob uma forma muito ampliada, permitem traçar em folhas de papel, animadas de movimento de translação, curvas de forma sinusoidal muito irregular, representando as componentes do movimento dum ponto do solo, segundo uma direcção horizontal, ou segundo a vertical. Tais registos são denominados «sismogramas». Para poder definir a trajectória no espaço dum ponto da terra sujeito a um terramoto, são ou podem ser necessários três sismógrafos, dois para darem as componentes horizontais segundo dois eixos perpendiculares, (por exemplo orientados respectivamente nas direcções norte-sul e leste-oeste) e o terceiro para dar a componente vertical. Do estudo dos sismogramas pode determinar-se a amplitude, tempo de duração do sismo e colher indicações sobre a aceleração deste, conhecer as leis de propagação dos movimentos do solo, localisar o epicentro, etc.

A configuração do sismograma depende principalmente da distância a que se encontra do epicentro a estação observadora. Só para sismos muito distantes é que os sismogramas são completos, desaparecendo certos dos seus elementos no caso de sismos próximos. Para distâncias muito grandes, uns 5.000 a 10.000 km., podem distinguir-se nos sismogramas, como esquemàticamente indica a fig. 4, várias fases, a saber:

Fase inicial I (correspondente à chegada das ondas longitudinais e transversais, por vezes duma forma nítida mas que geralmente não é sentida pelas pessoas) constituída pelos primeiros tremores preliminares I_1 e pelos segundos tremores preliminares I_2, estes de duração em geral um pouco inferior à dos primeiros. Esta fase é caracterizada por vibrações de reduzida amplitude e de curtos períodos. O início dos segundos tremores preliminares distingue-se por um aumento da amplitude e do período.

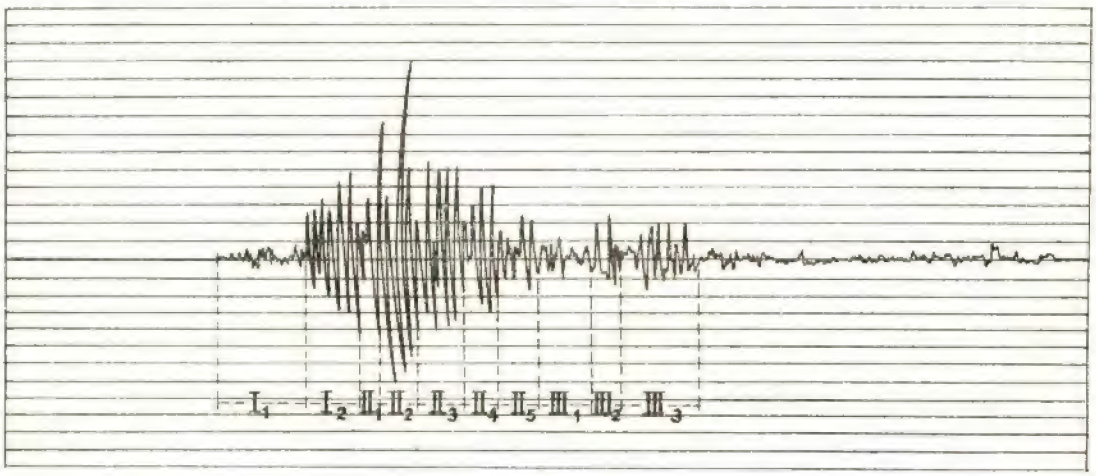


Fig. 4 — Sismograma completo

Fase principal II ou choque pròpriamente dito, correspondente às ondas superficiais. É a fase efectivamente activa, perceptível ou destrutiva dum tremor de terra. O seu início é mais ou menos nítido, e compreende as oscilações principais de que algumas são caracterizadas pelo màximo de amplitude e duração do período. Podem também distinguir-se certo número de fases ou grupos de movimentos, II_1, fase inicial

com vibrações de grande período e fraca amplitude; II_2, fase correspondente ao verdadeiro tremor de terra, caracterizada por vibrações lentas, com períodos menores que na fase anterior, e cujas amplitudes atingem o valor máximo; II_3, II_4, II_5 ..... grupos de vibrações lentas, nìtidamente separados entre si ou não, e cuja amplitude, ainda grande, vai progressivamente decrescendo.

Fase final III, em que o movimento se extingue gradualmente, e é tanto mais demorada quanto mais longínquo e violento for o terramoto.

À medida que o epicentro se localisa mais próximo da estação observadora, os tremores preliminares vão-se tornando menos distintos, e a fase final menos desenvolvida (fig. 5). Quando essa proximidade é muito grande, quase que só se distingue a fase principal, atingindo-se as amplitudes máximas muito ràpidamente.

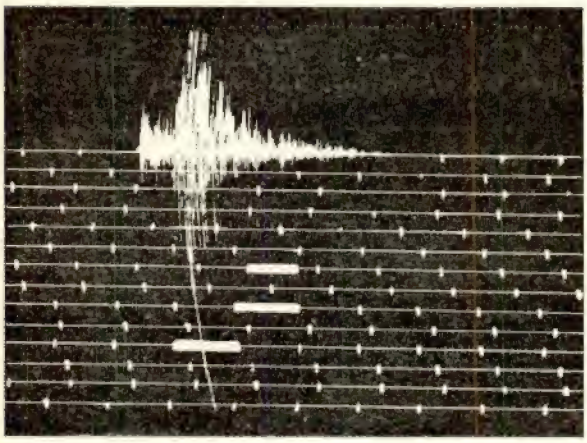


Fig. 5 — Sismograma obtido em Copiapo (Chile), por ocasião do tremor de terra local em Setembro de 1910

Na zona epicentral a duração dum tremor de terra cresce em geral com a intensidade deste, e pode atingir quando muito 40 a 45 segundos. As durações de vários minutos, fracções de hora e mesmo horas muitas vezes mencionadas, devem ser atribuídas a confusão entre abalos diferentes, sucedendo-se com pequenos intervalos. Deve também fazer-se uma distinção entre a duração efectiva dum sismo e a duração aparente, prolongada pelas vibrações próprias dos edifícios ou outras construções. Fora da zona epicentral a duração aumenta.

A sensação que experimenta quem sente um abalo sísmico violento é semelhante à notada num barco agitado por forte tempestade. Com efeito, em qualquer dos casos, trata-se duma construção assente sobre um meio móvel, o qual lhe transmite todos os movimentos a que está submetido. A diferença reside essencialmente na direcção do movimento e na amplitude e período das respectivas oscilações, que no caso dos navios são muito lentas e mantêm bastante regularidade, podendo os períodos, sempre grandes, descer até uns 6 segundos. Nos sismos, as durações das vibrações, as amplitudes e os períodos variam extraordinàriamente e dum momento para o outro, as amplitudes, desde menos de 1 mm até 5 cm e mais, e os períodos, em geral curtíssimos, mas muito variáveis, podem ir de alguns centésimos de segundo até, excepcionalmente, valores de 10 ou mais segundos. Todavia, à fase de máxima aceleração, isto é, à fase em que se dão as destruições, correspondem períodos dominantes entre 0,1 e 0,3 seg.

No intuito de evitar efeitos de ressonância, convém que as construções tenham períodos próprios de vibração fora deste intervalo; certos autores colocavam entre cerca de 1 e 1,5 seg o período perigoso, indicando que os edifícios deviam ser projectados com períodos de vibração inferiores a 0,75 seg. ou então superiores a 2,0 seg, [1]. A aceleração alcança frequentemente 1,0 m/seg.^{2}, mas pode atingir valores instantâneos muito maiores, aproximando-se da aceleração da gravidade.

A intensidade dos tremores de terra é, sob o ponto de vista prático, o elemento fundamental a considerar; dificilmente mensurável na prática, existem numerosas escalas empíricas tendentes a classificar os sismos, quanto à sua intensidade, pelas destruições verificadas; tais são as escalas de Egen, Rossi-Forel, Bassani, Mercalli, Omori, etc. A mais citada é a de Mercalli, que tem sido modificada por outros autores. A intensidade dum sismo pode definir-se como a aceleração máxima que provoca à superfície do terreno, pois é a aceleração do movimento comunicado às cons-

(1) J. I. Valenzuela, «Regulamentacion chilena de la edificación contra terramotos (asismica)», «La Ingenieria», Abril 1943, pág. 229. Aos valores mais baixos do período corresponde a maior rigidez, que tais autores consideravam benéfica; estruturas com períodos próprios de vibração superiores a 2,0 seg. serão muito flexíveis e geralmente irrealizáveis na prática.

truções que põe estas em perigo. Com efeito, pela lei de Newton, a aceleração horizontal γ é directamente convertível em forças horizontais $F = m\gamma$. Considerando o peso $P = m.g$ da construção e a aceleração $\gamma = \frac{g}{n}$ do terreno directamente aplicada à estrutura, suposta infinitamente rígida, teremos para valor das forças aplicadas $F = \frac{P}{g} \times \frac{g}{n} = C.P$ em que $C = \frac{1}{n}$.

Na realidade porém, a experiência mostra que as coisas não se passam desta maneira simples, pois certos factores, a que este raciocínio não atende, como a elasticidade própria das construções e a natureza dinâmica do fenómeno, que condicionam a maneira como as estruturas respondem à acção dos sismos, influenciam de maneira decisiva a resolução do problema.

Como se referiu, nos terramotos podem atingir-se acelerações muito grandes, que podem ir até valores da ordem da aceleração da gravidade, isto é, 10 m/seg.^{2}. Mostra porém a experiência que construções calculadas para acelerações muito inferiores não sofrem quaisquer danificações ([1]), mesmo quando sujeitas às solicitações dos maiores terramotos conhecidos. Disto resulta que o valor de C não pode ainda ser estabelecido por via matemática ou por discussão académica. No estado actual dos conhecimentos só a experiência e o julgamento dos profissionais que se dedicam ao assunto pode estabelecê-lo com justeza e disto, como veremos, resulta uma certa diversidade de opiniões.

5. Acção dos sismos sobre as construções

A acção dos sismos traduz-se, como se disse, por uma vibração irregular do solo, que se comunica em primeiro lugar às fundações do edifício que, por sua vez, as transmite à parte superior da construção. Devido à inércia, tal transmissão não é instantânea, e em virtude do pequeno período das vibrações resulta que, quando o movimento chega às partes mais altas do edifícios, já a vibração das fundações mudou de fase. Por outras palavras, os diferentes pontos do edifício não vibram em sincronismo. Portanto, num determinado instante, a velocidade de vibração das várias partes da construção não é igual, e a direcção poderá ser diferente ou até de sentido contrário.

Daqui resulta que há tendência para que essas diferentes partes da construção se separem, começando por abrir fendas e acabando por se dar a derrocada. Isto é principalmente de recear nas construções muito rígidas e constituídas por materiais pouco resistentes, como é o caso da alvenaria, cujas juntas têm uma pequena resistência à tracção, fàcilmente ultrapassável.

Os factos anteriormente indicados são ainda agravados, na construção clássica de paredes de alvenaria, pela existência de aberturas, isto é, de portas e janelas, que originam zonas de enfraquecimento, tanto no sentido vertical como horizontal, e ainda pela existência dos pavimentos e de paredes transversais ligadas às paredes de fachada, os quais vibram de maneira muito diferente destas. Por ocasião dos sismos, há tendência para para estes diversos elementos se separarem. Conhecem-se casos de queda das fachadas, deixando de pé todo o restante, e também casos em que foram as paredes de fachada que permaneceram, caindo todo o interior.

Verifica-se que os sismos são mais sentidos nos andares superiores dos edifícios, que vibram como pêndulos invertidos, isto é, com maior aceleração nas zonas superiores. Daí o inconveniente do grande número de andares, quando não se dispõe dum material de construção suficientemente resistente à tracção. Este facto, há muito conhecido, é sobretudo de recear com as massas mal distribuídas, isto é, menores em baixo do que em cima, o que não acontece quando se adoptam perfis parabólicos ou formas com grande base de sustentação, especialmente recomendadas para as construções esguias. Assim se explica também porque são muito vulneráveis as chaminés industriais de tijolo, os depósitos de água elevados, os campanários de igrejas, os pilares de alvenaria de pontes, etc., e ainda as restrições que se observam nalguns regulamentos de construção em países instáveis, acerca da altura máxima permitida a certos tipos de edifícios. Pelo contrário, as construções enterradas (túneis, condutas, etc.) ou as simplesmente encostadas ao terreno (encontros de pontes, etc.) estão mais protegidas ou são

([1]) Pode citar-se, como exemplo, o edifício do Nippon Kogyo Bank, que no terramoto de 1923 suportou, sem qualquer inconveniente, um sismo que comunicou ao solo uma aceleração cinco vezes superior às correspondentes forças para que o edifício fora calculado.

mesmo imunes à acção dos terramotos, como adiante vamos referir.

Pelo que se disse, os elementos fundamentais de uma construção antisísmica são uma boa fundação e uma estrutura contínua resistente cujos elementos não se separem pela acção das vibrações que lhe são transmitidas durante a acção do sismo. Pode por isso afirmar-se que os edifícios bem concebidos, com fundações adequadas, sobre terreno estável, e superestrutura de aço ou betão armado, correctamente projectada, são imunes às solicitações dos maiores terramotos conhecidos até agora, resolvendo completamente o problema da construção anti-sísmica, mesmo em relação às mais altas edificações modernas. Devemos porém notar que as construções nem sempre são apenas constituídas pelas fundações e superestrutura; certas partes, como vidros, rebocos e outros elementos decorativos mal seguros, mostram-se muito vulneráveis. A queda de chaminés e outros corpos salientes de alvenaria, como cornijas, platibandas, parapeitos, balaustradas, etc., mesmo no caso de terramotos não muito destruidores, atinge proporção alarmante. As colunatas dos pórticos e as entradas monumentais têm-se revelado perigosas. O desprendimento e queda de telhas é frequentemente fatal para as pessoas que, desorientadas, saem das habitações e procuram abrigo nas ruas. Um dos pontos delicados dum edifício é o telhado, sendo indispensável que seja constituído por uma estrutura triangulada bem contraventada e sòlidamente ligada às paredes do edifício.

Um elemento estrutural particularmente vulnerável é a abóbada ou o arco de alvenaria que, especialmente indicado para cargas verticais, comporta-se mal sob a acção de cargas horizontais e para movimento dos apoios no sentido lateral. Esta é uma das razões porque as igrejas são particularmente atingidas por ocasião dos sismos violentos; outra é a falta de ligações transversais, que se nota em tais construções em resultado da necessidade de criar grandes vãos livres.

Pelo contrário, as cúpulas e dum modo geral todas as construções curvas ou poligonais de eixo vertical (torres de gasómetros, faróis, etc.) resistem bem a acções horizontais.

Por isso, o cuidado do engenheiro deve não apenas limitar-se à fundação e à estrutura resistente, mas a todos os elementos da construção, cujo cálculo deverá fazer-se, como adiante diremos, e cuja execução deverá ficar submetida a condições a indicar no projecto, que encarará, sem omissões, todos os pormenores.

Referido o caso das construções elevadas, passemos agora às instalações subterrâneas e às construções enterradas, cuja importância, já hoje enorme, se acentua cada vez mais na vida moderna.

Um dos mais destruidores terramotos verificacados nos E. U. A. foi o de Long Beach, em 1933, que causou muitas destruições em edificios, chaminés, depósitos de água elevados, etc., mas apenas reduzidas danificações nas instalações subterrâneas, condutas de água, esgotos, gás, etc. ([1]). As roturas de condutas verificaram-se principalmente nas zonas de atravessamento de paredes, tendo sido confirmado o interesse de se utilizarem juntas flexíveis entre os tubos ([2]).

Pelo que se refere aos túneis e galerias, sabe-se também há muito tempo que neles os terramotos se fazem sentir de maneira muito mais atenuada do que à superfície do terreno ([3]). Não conhecemos qualquer referência, em relação a terramotos ocorridos no nosso País, àcerca da destruição ou mesmo de simples danificação de instalações subterrâneas. Porém, por ocasião do terramoto de 1755 e de outros anteriores já existiam em Lisboa galerias subterrâneas, onde não nos consta ter havido desabamentos. O túnel do Rossio já enfrentou o terramoto de 1909, não tendo sido assinalada qualquer perturbação no seu revestimento. O mesmo se poderia dizer da rede de esgotos da cidade, que abrange algumas centenas de quilómetros de colectores.

Pelo que diz respeito a galerias de mina, podem também citar-se numerosos exemplos dos mineiros, ao subirem à superfície por ocasião dos tremores muito violentos, ficarem surpreendidos por

---

([1]) J. Crandel, «Ground vibration due to blasting and its effect upon structures», Boston Society of Civil Enginieers, Abril 1950, pág. 227.

([2]) W. Binder, «Engineering aspects of the 1933 Long Beach Earthquake», Proceedings of the symposium on earthquake and blast effects on structures, Los Angeles, Califórnia, Junho 1952, pág. 167.

([3]) Charles Davison, «Earthquake motion in railway tunnels» Engineering, 8 de Abril de 1932, pág. 418. Segundo Krinine, «Soil Mechanics», 2.ª edição, pág. 427, ed. McGraw-Hill Book Company, Inc., New York, 1947, «It should be noticed also, as a general remark, that tunnels pratically do not suffer at all from earthquakes».

encontrar as suas aldeias destruídas, quando, no decorrer do seu trabalho, nada haviam sentido, não suspeitando sequer a ocorrência dum grande terramoto à superfície.

6. Construção anti-sísmica

Os elementos a ter em conta ao projectar-se uma estrutura anti-sísmica são a sua localização, características geológicas do solo, forma do edifício e distribuição das massas, tipo de fundação, estrutura e acabamentos, materiais a utilizar e qualidade de mão-de-obra de que se dispõe. Trata-se dum problema em que a intervenção do engenheiro é de fundamental importância, e em que se impõe, ainda mais do que em qualquer outro problema, desde o início, uma franca e íntima colaboração entre o engenheiro e o arquitecto que tenham de intervir na concepção, elaboração e execução do projecto.

a) Localização e características geológicas do solo

De um modo geral pode dizer-se que não é possível estabelecer normas de segurança das construções mediante simples regras àcerca duma escolha judiciosa da sua localização. Deve, antes de mais nada, procurar averiguar-se, por elementos históricos a que se possa recorrer, como se comportaram construções existentes no local ou nas vizinhanças, em relação a terramotos anteriores ([1]).

Podem, todavia, estabelecer-se algumas normas de carácter geral a ter em conta, como a de evitar as zonas de contacto de terrenos de diferente compacidade, porque não sofrerão efeitos mecânicos idênticos durante a acção dos terramotos. Igualmente se deve evitar construir sobre terrenos sujeitos a escorregamentos ([2]) que se podem manifestar em zonas próximo de barreiras ou escarpas, bem como na base de encostas, sobretudo no caso de declives acentuados. Devemos afastar as construções da vizinhança de acidentes geológicos, em particular falhas e cavernas subterrâneas.

Quanto à constituição geológica, pode afirmar-se que todos os terrenos são utilisáveis para o estabelecimento da construção que se pretende, desde que se possam adoptar dispositivos que garantam a impossibilidade de assentamentos diferenciais das fundações ou se calculem as superestruturas para tais assentamentos. Isto é mais fácil de conseguir, por ser mais barato, em terrenos compactos do que em solos compressíveis, por exemplo aluviões ou aterros. Não atendendo convenientemente a esta questão, dá-se o aparecimento de fendas na estrutura, as quais podem influenciar grandemente a maneira como esta se comportará à acção dos sismos.

Quando se trate de edifícios importantes, as características do solo de fundação devem ser investigadas por sondagens geológicas (até profundidades pelo menos iguais a 1,5 ou 2 vezes a largura da construção), ensaios de laboratório e ensaios de carga. Por falta de tempo, e muitas vezes por uma noção de falsa economia, é corrente não se fazer um conveniente reconhecimento do solo. Todavia deve frizar-se que da execução de fundações inadequadas podem resultar graves prejuízos e, em qualquer caso, um grande aumento posterior do custo da obra. As construções mal projectadas ou construídas sobre terrenos compressíveis, são as que experimentam maiores danos, quando da actuação dos sismos.

b) Forma dos edifícios e distribuição das massas

Os edifícios assísmicos devem ser simples e, na medida do possível, simétricos em relação a um eixo vertical, com as massas e a rigidez distribuídas uniformemente em toda a construção. Evitam-se, assim, efeitos de torção resultantes duma rotação do edifício, por efeito do sismo, que a assimetria provoca.

São igualmente de evitar as construções com corpos de diferentes alturas, em virtude do dife-

---

([1]) Pelo que diz respeito a Lisboa e ao terramoto de 1755 veja-se o estudo de Pereira de Sousa já referido, «Efeitos do terramoto de 1755 nas construções de Lisboa».

([2]) Um dos mais notáveis escorregamentos verificados em Lisboa deu-se em 22 de Julho de 1597 no vale da Bica, que provocou o arrastamento para o Tejo dum bairro então ali existente, constituído por 110 casas, causando a morte de todos os seus habitantes. Em 13 e 21 de Abril de 1620 deram-se novos escorregamentos na mesma encosta. Parece, conforme refere Pereira de Sousa, que estes escorregamentos não se deram por acções sísmicas, mas devido à própria constituição geológica do solo, no local.

rente período próprio de vibração que terão os vários corpos. Quando tal for necessário, poderá convir separar as zonas de altura diversa, inclusivé as fundações, mantendo uma pequena distância, 10 a 15 centimetros, entre elas e usando elementos de ligação pouco rígidos. Pela mesma razão, entre edifícios vizinhos de altura diferente, deve-se deixar uma certa distância, a fim de evitar choques mútuos durante as oscilações provocadas pelos sismos ([1]).

A forma em planta deve ser, de preferência, rectangular ou quadrada, pois as saliências vibram de maneira diferente do corpo principal. Em caso de planta com configuração irregular, deve-se dividir o prédio, por meio de juntas, em troços de planta rectangular.

Os cunhais das habitações devem ser reforçados, porque as duas paredes, dispostas em diferente direcção, não são actuadas de igual maneira pelos sismos. Há pois que procurar afastar, na medida do possível, as aberturas (portas e janelas) das esquinas dos prédios.

Devem-se evitar todas as massas localizadas, e que não estejam ligadas à estrutura, isto é, os ornatos ou postiços, como sejam rosáceas nos tectos e nas fachadas, cornijas, platibandas, etc., sobretudo quando pesados; o desprendimento destes elementos é muito corrente, por ocasião dos sismos, porque não vibram em sincronismo com a parte adjacente da construção. O mesmo se pode dizer de varandas, alpendres, colunatas, chaminés, escadas isoladas, etc.

c) Materiais de construção e mão de obra

O emprego de materiais de boa qualidade e mão de obra capaz, é um elemento que muito contribue para se obter uma boa construção anti-sísmica. Atribui-se ao excelente sistema de construção dos romanos, à boa fundação, quase sempre sobre rocha, e ainda à qualidade dos cimentos que empregavam, a conservação das suas construções, templos, palácios, aquedutos, etc. que, não tendo dispositivos especiais para resistirem à acção dos sismos, suportaram grandes terramotos, tão frequentes nas zonas de expansão daquele povo ([2]).

A estrutura resistente dos edifícios correntes pode ser construída de alvenaria, madeira, betão armado ou elementos metálicos. A alvenaria e o betão armado são os materiais a que geralmente hoje se recorre entre nós.

Pelo que se refere à alvenaria, convém salientar a importância da argamassa e o interesse que há em que a pedra seja de qualidade uniforme, e que permita uma boa ligação com a argamassa; na execução da alvenaria deve proceder-se de modo a obter uma estável travação dos vários elementos entre si, evitando a existência de massas localizadas. A alvenaria de tijolo, mais leve e de elementos mais regulares que a de pedra comporta-se melhor à acção dos sismos.

Pelo que se refere ao betão, uma vez que, durante a actuação dos terramotos, o material é solicitado à tracção e ao corte, mais intensamente que para as forças habituais, há que ter especial cuidado na fixação da sua composição, bem como na granulometria dos inertes, nas operações de amassadura, na disposição e tratamento das juntas de trabalho, na protecção contra uma evaporação rápida, na redução dos efeitos de retracção, etc.

Nas construções de betão armado deve ter-se especial atenção ao dispor as armaduras, de modo a atender às possíveis tensões secundárias, e a prestar o maior cuidado a todas as questões de pormenor.

É bem conhecido que os grandes terramotos provocam incêndios cuja acção destruidora é por vezes superior à do próprio sismo. Devem pois procurar utilizar-se materiais incombustíveis, e tomar especiais precauções na colocação das condutas de electricidade e de gás, dispondo-se exteriormente às paredes de modo a poderem oscilar, em conjunto com a estrutura, sem romper. Há também que procurar proteger as condutas de água, utilizando de preferência o chumbo, nos ramais domiciliários.

([1]) Cf. «Two 23-story buildings tied together», Eng. News Record, 6 de Julho de 1950, pág. 32.

([2]) Pereira de Sousa vai buscar a este facto a explicação porque o aqueduto das Águas Livres resistiu, de maneira inteiramente satisfatória, ao terramoto de 1755, principalmente pelo que diz respeito à parte mais notável da obra, no troço sobre a ribeira de Alcântara, cujo arco maior tem 77 m de altura e 33,5 m de vão. A construção, então recente, está fundada, nesta zona, em óptimas condições, sobre calcáreo cretácico.

d) **Fundações** ([1])

Um dos mais importantes aspectos a considerar nas construções anti-sísmicas é o problema das fundações, no estudo do qual se devem ter em conta não só as características do solo, mas também as do edifício: altura, distribuição das cargas, rigidez, etc.

Como atrás se disse, as fundações devem ser projectadas de modo a evitar a transmissão de assentamentos diferenciais à superestrutura, e quando isso não possa ser evitado completamente, deve atender-se, no cálculo da estrutura resistente, a tais assentamentos. As fundações devem por isso, ser concebidas de maneira a resistirem como um sistema contínuo, permitindo conservar a posição relativa de toda a estrutura do edifício.

Pelo que se refere à natureza do terreno, quando o solo é incompressível, podem usar-se sapatas isoladas, estabelecidas ao mesmo nível, para fundação dos pilares da estrutura. Por razões económicas pode ainda usar-se este tipo de fundação em terrenos mais compressíveis, no caso das cargas transmitidas serem pequenas. As fundações isoladas devem ser ligadas entre si, por vigas, nas duas direcções, formando malha. Nos cunhais devem reforçar-se estas ligações com lajes ou então com outras vigas, cruzadas em diagonal.

No caso da distância entre pilares ser pequena, pode estabelecer-se, com vantagem, uma fundação contínua numa ou nas duas direcções devendo, no primeiro caso, ligar-se transversalmente as várias fiadas. Para que estas fundações garantam uma distribuição uniforme das tensões ao terreno, deverão ser dimensionadas com rigidez suficiente.

O ensoleiramento geral é o tipo de fundação mais adequado aos edifícios anti-sísmicos, mas o seu elevado custo só permite a sua aplicação no caso de construções muito pesadas ou sobre terrenos a que se não possam transmitir grandes cargas. A fim de terem um grau de rigidez suficiente para que lhes permita assegurar uma transmissão uniforme das tensões ao terreno, garantindo assentamentos iguais da construção, em geral os ensoleiramentos terão de ser constituídos por lajes muito espessas ou então por lajes reforçadas, com vigas de rigidez, nas duas direcções. No caso de terrenos muito ompressíveis, o tipo indicado é a fundação sobre estacas, devendo prever-se, na periferia do edifício, uma ou duas fiadas de estacas inclinadas, a fim do conjunto melhor resistir às solicitações horizontais. As cabeças de todas as estacas deverão ser ligadas entre si por um sistema contínuo, ensoleiramento geral ou recticulado de vigas.

A experiência tem mostrado haver vantagem em fundar a uma certa profundidade abaixo da superfície do solo, uns 3 ou 4 metros, porque as vibrações devidas aos terramotos atenuam-se com a profundidade ([1]). É por esta razão que em túneis e minas os efeitos sísmicos são muito reduzidos em relação à superfície, ou mesmo nulos, como atrás se referiu. Torna-se por isso vantajoso não só procurar descer as fundações da construção, o mais possível, mas também limitar o contacto do edifício com o terreno adjacente, de modo a que participe no mínimo dos movimentos superficiais. Para isso bastará, segundo Ballore, escavar uma vala à volta da construção, enchendo-a com brita, pedra, escórias ou mesmo aterro, pois assim se atenuará a transmissão das vibrações. Pela mesma razão, segundo Kulik, em terrenos aquíferos, é recomendável fazer o rebaixamento do nível freático para pelo menos 1 m abaixo do nível das fundações.

Durante a execução das fundações devem adoptar-se medidas para não destruir a estrutura do terreno, pela acção das águas da chuva ou de outra qualquer origem, de vibrações artificiais provocadas pelo trânsito de veículos ou outras causas, pela cravação de um número excessivo de estacas, etc. No prédio, já depois de construído, deve também ter-se especial atenção na condução das águas de abastecimento e esgoto, águas pluviais, etc., por forma a evitar que se infiltrem para as fundações.

([1]) Juan Kulik, «Fundaciones de los edificios asismicos», La Ingenieria, Janeiro, Fevereiro e Março de 1946.

([1]) Experiências japonesas conduzidas por Sekiya e Omori em 1890, num poço de 5,50 m de altura, mostraram que a uma profundidade de 3 a 4 m as vibrações têm amplitudes reduzidas a 2/3 do valor que assumem à superfície. Estas experiências foram confirmadas por Nasu em 1931 em observações feitas num túnel e à superfície, a uma distância vertical de 160 m, dentro da mesma camada rochosa. Verificou-se que a diferença de amplitudes aumenta acentuadamente com a diminuição dos períodos de vibração, sendo 5 vezes maior à superfície para períodos de 0,3 seg.

e) **Estrutura**

Como se referiu, a maneira de obter uma construção anti-sísmica, consiste em procurar alcançar uma estrutura contínua, resistente à flexão, e suficientemente elástica para que se permita um movimento de conjunto à construção, sem que esta se desconjunte nas suas diferentes partes.

A madeira é um bom material de construção para este efeito, tendo-se verificado o comportamento favorável das habitações onde foi adoptado. Não é, porém, um material que possa ser aplicado com vantagem em todos os países, nem permite a construção de edifícios de elevado porte.

A construção de alvenaria simples não satisfaz, a não ser no caso de edifícios muito baixos, com pequenos vãos livres, de modo a obter-se uma grande travação entre as paredes. É essencial a utilização de materiais de excelente qualidade, nomeadamente para as argamassas, que permitam admitir, no cálculo de tais edifícios, pequenas tensões de tracção.

Para construções mais altas, é necessário prever o reforço da alvenaria, em todas as direcções, por outro material com maior resistência à tracção, e que permita uma boa ligação e travamento do conjunto, considerado a três dimensões. Uma das primeiras soluções adoptada em Lisboa após a sua destruição em 1755, consistiu em construir uma estrutura triangulada de madeira (gaiola) com elementos verticais e horizontais, montantes e vigas à altura dos pisos, travadas entre si por elementos secundários inclinados, por forma a constituir um todo, que ficava embebido na alvenaria. A solução «à portuguesa» foi seguida com bons resultados em Itália e noutros países. Quando se adopte um sistema de construção cuidado, utilizando bons materiais, e o projecto tenha sido bem concebido, este tipo de estrutura pode resolver eficazmente, em certos países, alguns problemas de construção anti-sísmica.

Devido à duração não muito grande da madeira em certos climas, à sua resistência à tracção, também pouco elevada, e ao risco dos incêndios reconheceu-se a vantagem de substituir este tipo de estrutura de madeira por uma estrutura metálica, como começou por fazer-se em Itália. Todavia, preferível a este sistema é a adopção duma estrutura metálica independente, constituída por elementos recticulados, sòlidamente contraventados entre si, por forma a criar um todo no espaço e em que as paredes constituem apenas panos de enchimento, suportados à altura de cada piso pela estrutura, na qual se apoiam também os pavimentos.

Este tipo de estrutura, que associa uma conveniente flexibilidade a uma grande resistência à flexão, tem sido largamente utilizado nos E. U. A., onde fez já as suas provas, comportando-se bem, mesmo em relação a arranha-ceus sujeitos a terramotos muito intensos. O aparecimento de fendas ou as destruições em edifícios bem projectados deste tipo apenas dizem respeito a panos de enchimento, decorações ou outros elementos, e não à estrutura resistente. No caso de estruturas metálicas com ligações suplementares em cruz de Santo André, tem-se notado roturas que se atribuem à grande rigidez deste tipo de construção, que não têm um grau de deformabilidade favorável. É de crer que certas destas roturas, nas construções muito rígidas, contribuem para a sua protecção contra a acção sísmica, por as tornar mais flexíveis.

As construções com estruturas recticuladas de betão armado tendem a generalizar-se cada vez mais, sendo o tipo preferido em certos países sísmicos pobres em ferro, como o Japão e a Itália. As principais vantagens de tal material, residem no custo mais reduzido (pois permite um melhor aproveitamento dos materias locais) e ainda por resistir bem aos incêndios; além disso, permite uma ligação fácil com todos os elementos que vestem a estrutura ou nela se apoiam como tabiques, panos de enchimentos, pavimentos, corpos salientes, etc., a cujo projecto e execução o engenheiro deve prestar a máxima atenção. No projecto deve haver a preocupação de não exagerar as espessuras, pois as largas margens de segurança redundam em falta de economia, possìvelmente com prejuízo para o comportamento da obra, em resultado do aumento de peso e de rigidez ([1]).

7. Cálculo das construções para a acção dos sismos

A sismologia é uma ciência muito recente, dos fins do século XIX. Como se referiu, os tremores

([1]) Sobre a utilização de betão de pedra pomes, que tem metade do peso específico do betão normal, e resistências superiores a 250 kg/cm², cf. A. E. Niederhoff, «Light-weight pumice concrete», Proceedings American Society of Civil Engineers, 1950, pág. 590.

de terra são fenómenos naturais da evolução da crusta terrestre, e ao homem primitivo, que a eles assistiu com compreensível terror, nenhum dano causaram. O problema só se pôs com carácter grave, para a humanidade, quando esta começou a agrupar-se em pequenas áreas ao abrigo de construções muito altas e pesadas.

Após o terramoto de 1906 em S. Francisco (Califórnia), a Comissão encarregada de estudar o problema das construções anti-sísmicas verificou que as estruturas calculadas para a acção de um vento de 150 kg/m² podiam resistir aos terramotos. Este conhecimento empírico mostrou-se válido em muitas outras ocasiões, pois edifícios apenas calculados para o vento, sem quaisquer considederações de efeitos sísmicos, têm-se comportado satisfatòriamente.

O conceito de assimilar a acção dos terramotos a forças horizontais foi depois confirmado pela experiência italiana por ocasião do terramoto da Sicília de 1908 e pelos estudos japoneses. No entanto envoluiu-se, como se impunha, no sentido de atribuir àquelas forças intensidades proporcionais às massas da construção, e não à sua superfície exterior, tal como se faria no caso de um cálculo para a acção do vento.

Designando por P o peso da construção e por C o coeficiente de proporcionalidade («factor sísmico») as forças horizontais a considerar para efeito do cálculo, deverão ser dadas como já se referiu na página 462 por

$$F = C \cdot P$$

A acção dos sismos sobre as construções é, como vimos, um fenómeno essencialmente dinâmico; todavia, dada a dificuldade de tratamento geral do problema por essa via, tem-se procurado substituir no cálculo as acções dinâmicas pelas cargas estáticas F. A questão é encarada em quase todos os regulamentos, mediante a definição de coeficientes empíricos C, independentes das características físicas das construções que se projectam. Adiante indicaremos, em traços gerais, vários desses regulamentos, caracterizados pela adopção de valores, em geral por excesso, afim de cobrir todos os riscos normais. No final indicaremos um método recente, em que o valor de C é deduzido de acordo com o período próprio T de vibração da estrutura, método que, de uma maneira prática, pretende atender à natureza dinâmica do problema.

Além do valor de C, os regulamentos fixam ainda as tensões de segurança admissíveis, as quais, dados os curtos períodos de actuação das solicitações sísmicas, são superiores às correntemente adoptadas nos cálculos. Estas duas grandezas têm de ser referidas simultâneamente, pois a indicação dum valor de C muito grande pode ser compensada pela admissão de tensões de segurança elevadas.

O Regulamento italiano de 1937 (1) considera, como já referimos, duas categorias de localidades, pelo que respeita à frequência e violência dos sismos que nelas podem ocorrer e ainda pelo que respeita à constituição geológica dos respectivos terrenos. No cálculo das estruturas considera a actuação de forças verticais de maneira diferente dos restantes regulamentos, afim de atender à aceleração vertical. Essas forças são dadas pela soma do peso própio e um terço da sobrecarga acidental aumentado de 40 % nas localidades de 1.ª categoria sísmica e 25 % nas de 2.ª categoria, sempre que a carga total assim calculada, não seja inferior à soma $(p + s)$. Na avaliação das forças horizontais toma para valor de P as cargas permanentes p mais 1/3 das sobrecargas acidentais, e com um mínimo de $\frac{2}{3}(p + s)$. Qualquer que seja a altura do edifício, prescreve

$C = 0{,}10$ nas localidades eminentemente sísmicas
$C = 0{,}05$ nas mediamente sísmicas,

considerando as forças horizontais aplicadas à massa das várias partes do edifício, tanto no sentido longitudinal como transversal. Para tensão de segurança à tracção no aço, fixa 1.400 kg/cm².

Segundo o Regulamento de 1909 os valores que se adoptavam para edifícios até 10 m de altura, eram (2):

$C = \frac{1}{12}$ ao nível do r/c

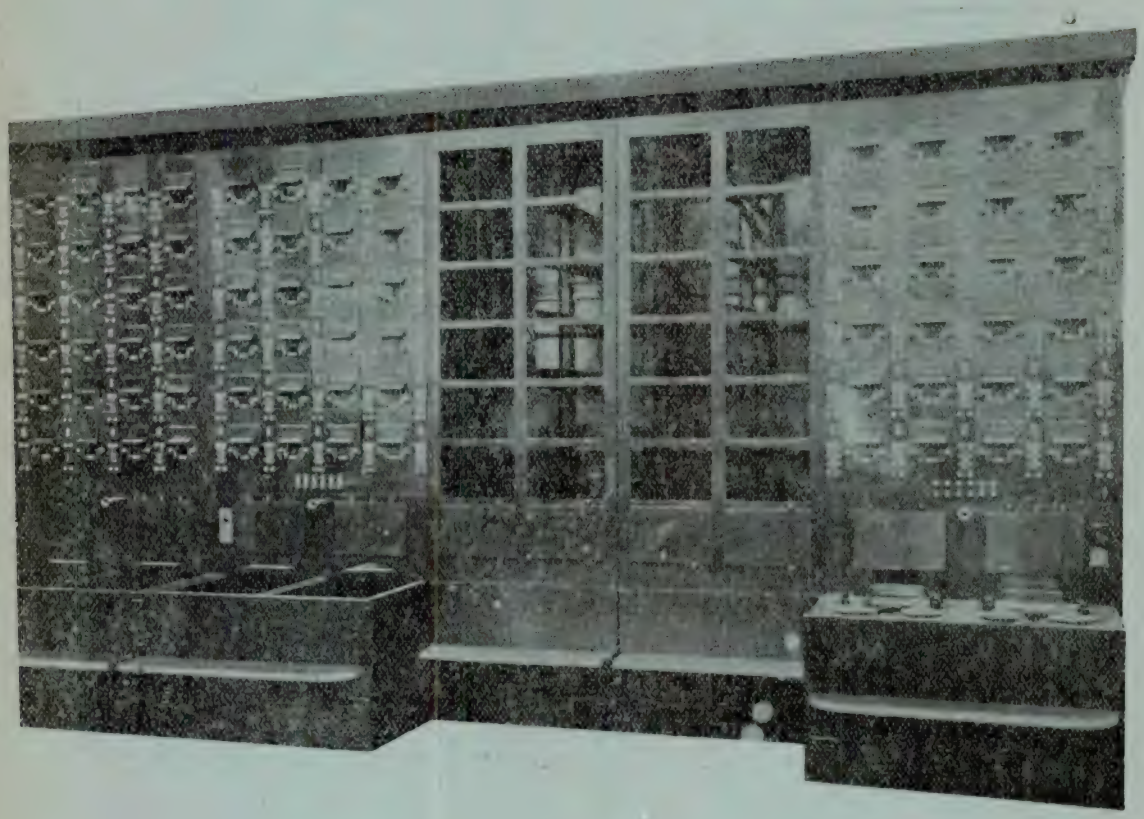
$C = \frac{1}{8}$ para os andaress uperiores.

(1) Luigi Santarella, «Il Cemento Armato», 8.ª edição, vol. II, pág. 174.

(2) Luigi Santarella, «Il Cemento Armato», vol. II, pág. 171.

SOCIÉTÉ ALSTHOM

PARIS



Universidade Técnica de Istambul

Modelo reduzido para análise de redes em corrente alternada

Vista de conjunto dos painéis durante a montagem

DELEGADOS EM PORTUGAL

AGÊNCIA GERAL DE MATERIAL ELÉCTRICO, L.DA

Rua dos INDUSTRIAIS, 4, 1.º • LISBOA • Telefone 6 0692 - 6 6082

A água existe em todo o lado...

... e na forma de vapor, encontra-se no ar ambiente e em todos os materiais, mas uma pequena quantidade a mais pode ser a causa de graves prejuízos.

Com o **Lectrodryer-Birlec** *terá a garantia de uma boa produção pois poderá obter o grau de humidade desejado, de acordo com as vossas necessidades.*

FABRICANTES:

BIRLEC BIRLEC **LIMITED**

BIRMINGHAM — Inglaterra

AGENTES:

AHLERS, LINDLEY, L.DA

Rua Ferregial de Baixo, 33 - 2.º

LISBOA

Telefone 21321/4

O valor de P era tomado igual às cargas permanentes e sobrecargas verticais com um acréscimo de 50 %.

No regulamento de 1930 prescrevia-se: nas localidades pertencentes à 1.ª categoria sísmica,

C = 0,125 para edifícios até 10 m de altura

C = 0,167 para edifícios de maior altura.

O valor de P era ainda considerado igual às cargas permanentes e sobrecargas totais aumentadas de 50 %.

Nas localidades pertencentes à 2.ª categoria sísmica,

C = 0,10 para edifícios até 15 m de altura

C = 0,125 para edifícios de maior altura.

O valor a adoptar para P era igual às cargas permanentes e sobrecargas totais aumentadas de $\frac{1}{3}$ ($33\,^1/_3$ %) do seu valor.

Vê-se pois que o último regulamento é muito mais optimista que os anteriores, no que se refere ao valor de C, e beneficia já da experiência entretanto adquirida.

O regulamento japonês fixa para valor de P as cargas permanentes e acidentais, entrando com o peso da neve nas regiões em que ela cai habitualmente (1). Pelo que diz respeito ao coeficiente sísmico, toma C = 0,10 para as caves e C = 0,20 no caso de estruturas vulgares de edifícios até 16 m de altura; para edifícios mais altos, aumenta-se o valor de C de 0,01 por andar (2). No caso de construções de madeira fundadas sobre aterros ou solos compressíveis, C = 0,30 no cálculo da super-estrutura e C = 0,15 no cálculo das fundações.

O regulamento dá grande liberdade de projecto ao engenheiro, e permite que o valor de C seja reduzido no caso de se poder demonstrar que actuarão forças de menor valor.

Os valores japoneses, aparentemente muito elevados, são em parte compensados pelas tensões de segurança admitidas, quando se considera a sobreposição das cargas normais e das devidas aos sismos:

Aço em construção metálica ou betão armado	2.400	kg/cm²
Betão à compressão.....	140	»
Betão à tracção.....	14	»

(1) Albert Dietz, Journal of the Boston Society of Civil Engineers», Outubro 1952, pág. 381.

(2) Arnold Mason, «Civil Engineering», Novembro 1952, pág. 46.

Admite-se, portanto, para o aço um acréscimo de 70 % na tensão de segurança e para o betão 100 %. Para a madeira e juntas soldadas aceita-se também um acréscimo de 100 %.

É de notar que na maior parte da área do Japão as cargas devidas ao vento são muito grandes, por causa dos tufões ou furacões característicos daquela zona do globo; no entanto nunca se considera a acção simultânea do vento e dos terramotos, dada a probabilidade pràticamente nula de ocorrerem simultâneamente, no máximo da intensidade.

Segundo o Seismic Research Group, Architectural Institute of Japan (1), o tipo do terreno de fundação é um dos factores importantes a ter em conta. Uma boa construção fundada em solo compacto geralmente resiste bem à acção dos sismos, podendo, então, fazer-se uma redução no valor de C. Muto propõe os seguintes coeficientes a aplicar ao valor de C, consoante o tipo de terreno e o material de construção:

Solo de fundação	Material de construção			Carga de segurança do terreno (Kg/cm2)
	Madeira e aço	Betão armado e blocos de betão	Alvenaria	
Compressível	1,00	1,00	1,00	0,5 ou menos
Intermediário	0,80	0,90	1,00	—
Compacto	0,60	0,80	1,00	2,0 ou mais

Segundo uma Comissão da San Francisco California Section A. S. C. E. (2), nas condições da Califórnia não se justifica este procedimento, entendendo quando muito, que apenas se deve variar o coeficiente C consoante o grau sísmico da região. Todavia alguns regulamentos californianos antigos, que a seguir indicaremos, reflectem esta preocupação de distinguir os diversos tipos de terreno.

Comentando os grandes valores adoptados no Japão para o valor de C e os acréscimos admitidos para as tensões de segurança, Degenkolb esclarece (3) que um coeficiente C = 0,20 para

(1) Proceedings of American Society of Civil Engineers, Maio 1952, vol. 78, separata n.º D-66, pág. 1.

(2) Proceedings of American Society of Civil Engineers, Maio 1952, vol. 78, separata n.º D-66, pág. 24.

(3) Henry Degenkolb, «Proceedings of the Symposium of Earthquake and Blast Effects on Structures», Los Angeles, Junho 1952, pág. 317.

uma tensão de segurança para o aço de 2.400 kg/cm² corresponde, no caso duma tensão de segurança de 1.800 kg/cm² a coeficientes variáveis entre C = 0,03 e 0,09, o que depende do tipo de estrutura e do material de construção. Ainda a este respeito, a Comissão recorda que antes do grande terramoto de Tóquio de 1923, o engenheiro japonês Naito projectava as suas construções para C = 0,067 (1/15) tendo nelas ocorrido apenas insignificantes danificações; assim, por exemplo, o Nipon Kogyo Bank projectado por aquele engenheiro, permaneceu intacto, enquanto que à sua volta muitos edifícios foram completamente destruídos.

Além da Itália e do Japão, a Califórnia é também, como dissemos, uma região do globo periòdicamente sujeita a sismos violentos, se bem que em condições menos severas que no Japão, e onde estas questões têm sido objecto de aturados estudos. Existem numerosos Regulamentos americanos que se ocupam da construção sísmica, como por exemplo o da Costa do Pacífico. O de 1927 adoptava (1) os seguintes coeficientes, variáveis com o tipo de terreno de fundação do edifício:

Edifícios sobre terrenos capazes de suportar menos de 2 kg/cm²	0,10
Edifícios sobre terrenos capazes de suportar mais de 2 kg/cm²	0,075
Edifícios com fundações sobre estacas	0,10

Para o cálculo do valor de P, considerava a acção simultânea das cargas permanentes e das sobrecargas, excepto para valores destas inferiores a 250 kg/cm², que eram desprezados para efeito do cálculo das forças laterais. A tensão de segurança para a hipótese de actuação das solicitações devidas aos sismos beneficiavam de um aumento, em relação às tensões normais, de

50 % para estruturas metálicas

33 ⅓ % para outros tipos de estruturas.

Semelhante a este era o regulamento da cidade de Santa Bárbara (Califórnia):

Edifícios sobre terrenos com carga de segurança 4 kg/cm²	0,10
Edifícios sobre terrenos com carga de segurança 3 kg/cm²	0,15
Edifícios sobre terrenos com carga de segurança 2 kg/cm²	0,20
Edifícios fundados sobre estacas	0,20

(1) Ripley Freeman, «Earthquake Damage and Earthquake Insurance, pág. 697 e seguintes.

Segundo as normas de 1950 do Pacific Fire Rating Bureau (1) o valor de P é o das cargas permanentes mais 25 a 50 % das sobrecargas acidentais, conforme o tipo de estrutura. Os valores a tomar para C são os seguintes:

Edifícios e outras estruturas	0,10
Paredes divisórias	0,20
Parapeitos, cornijas, etc.	1,00
Ornamentações, marquises, etc.	1,00
Chaminés, mastros, alpendres	0,20

Quando a construção estiver fundada sobre estacas, aterros, ou terrenos sobre os quais não se deva transmitir mais de 1 kg/cm², o valor de C referente aos 1.º, 2.º e 5.º casos acabados de referir, deverá ser aumentado de 25 %.

Pelo que respeita às tensões de segurança a adoptar, quando se considera a acção dos sismos, os valores são:

Aço, no betão armado	1.400 kg/cm²
Construções metálicas	acréscimo até 25 % das tensões normais
Betão à compressão.....	85 kg/cm²
Betão à tracção.....	7 kg/cm²

Além das disposições regulamentares referidas, citaremos agora a opinião de alguns autores americanos acerca deste assunto.

Segundo Freeman (2) um edifício calculado para forças horizontais iguais a 1/10 das cargas verticais pode resistir aos maiores terramotos conhecidos como os de Charleston, San Francisco, Santa Bárbara, Tóquio, Messina, etc. Quando se pretende construir um edifício numa zona mal conhecida sobre o ponto de vista sísmico, pode-se pois adoptar aquele coeficiente com toda a segurança.

Para Hoskins e Galloway (3) o valor de C deverá ser escolhido pelo engenheiro, guiado pela intensidade máxima dos maiores terramotos conhecidos, no local, recomendando-se valores entre C = 0,02 e 0,10.

Na opinião de Engle (4), para que os edifícios possam resistir com segurança a todos os tremo-

(1) Journal of the Boston Society of Civil Engineers, Outubro 1952, pág. 384.

(2) Ripley Freeman, obra cit., pág. 790.

(3) Earthquakes and Structures, «Transation of the American Society of Civil Engineers», vol. 66, Outubro 1940, pág. 287.

(4) Proceedings of the Symposium of Earthquake and Blast Effects on Structures, pág. 184.

res de terra, deverão ser calculados para a acção de forças horizontais superiores às impostas pelos regulamentos mais conservativos a respeito da acção do vento. Não obstante muitos dos edifícios que resistiram ao terramoto de S. Francisco terem sido calculados para pressões de 150 kg/m² e um para 250 kg/m², certos observadores supõem que estes valores não são suficientes e que teremos de ir para 300 a 450 kg/m². Acerca do valor correspondente de C, Engle analisou algumas centenas de edifícios tendo verificado que um coeficiente $C = 0{,}02$ pode equivaler a um vento de 70 a 150 kg/m²; pressões do vento de 300 a 450 kg/m² são muitas vezes equivalentes a valores de C iguais a 0,08 a 0,10. Aconselha pois a tomar $C = 0{,}08$ sobretudo quando começa a ser necessário prever a protecção dos edifícios contra a bomba atómica. No Japão, os edifícios calculados para $C = 0{,}10$ resistiram bem ao bombardeamento atómico.

Em todos os regulamentos citados, excepto o italiano da 1909 e o japonês, se consideram forças horizontais de valor proporcional às massas a que se aplicam, sem atender ao facto, já referido, de as vibrações serem mais intensas nos andares superiores dos edifícios.

Uma das mais recentes publicações sobre este assunto é a redigida pela Comissão já referida de membros da American Society of Civil Engineers, e publicada nos Proceedings de Abril de 1951. Pelo que se refere ao valor de P, considera-se o peso próprio da estrutura acima do plano das fundações, mais uma fracção das sobrecargas acidentais uniformemente distribuidas; no caso de edifícios essa fracção será apenas de 50 % da sobrecarga acidental sobre os pavimentos destinados a armazenamentos e de 25 % nos restantes pavimentos, não se tomando para os telhados qualquer sobrecarga. Quanto ao valor de C, fá-lo depender do período próprio de vibração T da estrutura. Para o caso de edifícios, $C = \frac{0{,}015}{T}$, limitando a sua variação entre 0,02 e 0,06.

A adopção do mínimo $C = 0{,}02$ resulta do facto de não se ter observado até hoje, na Califórnia, em qualquer edifício ou estrutura calculado para forças correspondentes àquele valor de C, destruições mais graves do que as verificadas em edifícios calculados para forças maiores. Por outro lado, adoptando valores de C excessivamente grandes, em edifícios muito altos, somos conduzidos à construção de estruturas muito rígidas, e este facto aumenta a probabilidade de sofrerem roturas por virtude dos terramotos.

No cálculo dos diferentes elementos que se apoiam na estrutura de edifícios, os valores a tomar para C serão os seguintes: 1 — Paredes exteriores de enchimento e outros elementos não especificados: $C = 0{,}20$ com um mínimo de 75 kg/m²; as solicitações são consideradas actuando normalmente às paredes. 2 — Paredes interiores e tabiques $C = 0{,}10$ com um mínimo de 25 kg/m². 3 — Platibandas e todas as ornamentações interiores ou exteriores, $C = 0{,}50$, considerando as solicitações horizontais como podendo actuar em todos os sentidos. 4 — Torreões, depósitos de água, chaminés e alpendres, quando ligados à estrutura, $C = 0{,}20$.

Pelo que se refere a estruturas diferentes das de edifícios, porque serão em geral menos hiperestáticas que as destes, e também porque têm menor acção amortecedora, e pequenas reservas suplementares de resistência, considera-se prudente adoptar valores maiores, tomando, quanto ao valor de C, um mínimo de 0,03 e um máximo de 0,10, propondo-se a expressão $C = \frac{0{,}025}{T}$ em lugar da atrás indicada; para valor de P tomam-se as cargas permanentes e as sobrecargas normais de cálculo.

No caso de se tratar de depósitos de água elevados, atendendo à falta habitual de reservas de resistência de tais estruturas, e à fragilidade geralmente apresentada pelos pilares ao choque, aconselha a adopção do valor $C = 0{,}10$. Uma das principais razões que leva a ir neste caso para valores mais conservativos está também na necessidade absoluta de garantir reservas de água para a hipótese do um grande incêndio se seguir a um sismo catastrófico.

Quanto à tensão de segurança a adoptar no cálculo, a Comissão referida considerou que não devia exceder o coeficiente de aumento de 33 1/3 %, geralmente adoptado na América, visto que nem todos os elementos da estrutura estão igualmente protegidos, comportando-se em melhores condições aqueles em que actuam cargas verticais permanentes. Esta tensão de segurança só é de admitir quando as secções assim calculadas não resultarem enfraquecidas em relação ao cálculo para tensões de segurança normais, actuando apenas as cargas permanentes e sobrecargas acidentais. A Comissão entende mesmo que se nas

secções dos pilares desde a ligação às vigas dos pavimentos até 1/4 de altura livre daqueles, se podem tomar as tensões de segurança indicadas, nas secções correspondentes à metade central dos pilares deve verificar-se a relação

$$\frac{\sigma_a}{R_a} + \frac{\sigma'_a}{R'_a} \leqslant 1$$

em que:

σ_a — tensão de compressão instalada

R_a — tensão de segurança à compressão

σ'_a — tensão de flexão instalada

R'_a — tensão de segurança à flexão

No entanto não deixa de recordar que o Building Code for California de 1939 admitia aumentos até 100 % para todas as partes da construção excepto pilares, nos quais as tensões de segurança só poderiam ser acrescidas até 75 %.

No que diz respeito às tensões transmitidas ao terreno de fundação, deve ponderar-se o comportamento do solo sob a acção simultânea das cargas permanentes e de cargas horizontais instantâneas, e os aumentos de tensão a considerar não deverão exceder 100 % dos valores normais.

Atendendo ao facto de as diferentes partes de um edifício não vibrarem da mesma maneira, visto ser maior a aceleração da vibração nas partes mais altas da construção, a Comissão propõe que as forças horizontais equivalentes ao sismo não sejam distribuídas de uma maneira uniforme, em altura, mas segundo a expressão

$$F_x = F \frac{p_x h_x}{\Sigma p_x h_x}$$

em que:

F_x = força horizontal aplicada à cota x acima das fundações

F = CP sendo P a carga vertical considerada

p_x = peso da construção à cota x

h_x = altura da secção x acima do plano das fundações.

O valor de T, período próprio de vibração da estrutura, pode ser determinado experimentalmente, sobre um modelo reduzido, ou empìricamente, por comparação com construções análogas cujo período seja conhecido. Analìticamente pode ser calculado, com aproximação aceitável e apenas no caso de edifícios, pela expressão $T = \frac{0{,}09\,H}{\sqrt{b}}$ sendo H a altura do edifício em metros, e b a largura. No caso de planta rectangular, existem dois períodos, consoante a direcção em que se tome b.

Quando o edifício tenha um corpo saliente em altura que, por exemplo, num dos sentidos ocupe a largura total do edifício e no outro não, toma-se para valor H no 1.º dos sentidos o seu valor máximo e no 2.º a média ponderada das alturas em relação à largura. Este método dá valores razoáveis quando a área em planta de torreão seja pelo menos 25 % do total. Quando isto não acontecer deve considerar-se o corpo saliente independentemente, entrando com a respectiva acção no topo do edifício principal.

Por último, resta-nos referir que, em resultado dos estudos dos terramotos ocorridos nos últimos anos nas áreas de Bakersfield e Tehachofi ([1]), foram modificados os regulamentos de construção anti-sísmica da Califórnia. As novas prescrições estipulam que os edifícios com menos de 12 m de altura serão calculados para forças horizontais não inferiores a 3 % do peso; para os edifícios com mais de 12 m é exigido pelo menos 2 % ([2]).

Pelo que se refere ao caso português, apenas podemos referir como problemas já abordados entre nós, de que tenhamos conhecimento, o monumento ao Infante D. Henrique e o monumento a Cristo-Rei. O primeiro, que deveria ser edificado em Sagres e teria 102 m de altura segundo uma das soluções apresentadas ([3]), foi calculado para C = 0,05, a que correspondia uma solicitação lateral de 150 kg/m². Entrou-se também com a acção simultânea de um vento de 300 kg/m², o que elevou a pressão lateral para 450 kg/m².

Quanto ao Monumento a Cristo-Rei, em construção no sítio do Pragal, na margem esquerda do Tejo, em frente de Lisboa, foi calculado para um cismo de C = 0,03, de acordo com o Labora-

([1]) Earthquake design requirement revised, «Engineering News Record», 23 de Julho 1953, pág. 25.

([2]) Cf., para opinião em contrário, Abel Cardoso, «Considerações sobre o factor sísmico», «Técnica» n.º 214, Julho 1951, pág. 613.

([3]) P. Celestino da Costa e H. Granger Pinto, «Projecto dum monumento ao Infante de Sagres», «Técnica» Janeiro 1939, pág. 92.

tório de Engenharia Civil, com distribuição das cargas segundo a lei indicada na página 472, e depois verificado para um sismo C = 0,075, acima da linha de terra. Considerou-se simultaneamente, uma variação uniforme de temperatura de 30° mais uma variação desigual de 15°, uma sobrecarga acidental de 500 kg/m², e ainda, não actuando ao mesmo tempo que o tremor de terra, um vento de 200 kg/m².

Terminámos assim a exposição dos elementos respeitantes às cargas a considerar no cálculo. Uma vez fixado o valor destas, podem considerar-se, como é usual fazer-se no cálculo para a acção do vento, as cargas como concentradas à altura dos pisos. A estrutura será então, muito fàcilmente, calculada pelo método de Cross, cuja aplicação é já, para alguns dos nossos engenheiros, uma operação corrente de cálculo de estruturas de edifícios.

(Continua)

VIDA ESCOLAR E ASSOCIATIVA

PONTOS DE EXAME

Hidráulica aplicada

1.º Exame de frequência 1953-54

1 — Nua bacia torrencial, com a área de 9 km², altura média de 100 m, e comprimento de linha de água principal de 4 kms construiu-se uma barragem de terra, para o dimensionamento de cujo descarregador foi necessário calcular a cheia a adoptar.

O autor do projecto procedeu da seguinte forma: a partir das precipitações diários nos últimos 5 anos calculou a linha de possibilidade udométrica, linha que utilizou para aplicação da fórmula de Giandotti. Como verificação aplicou a fórmula de Iskowski tomando a chuva anual máxima nos últimos 5 anos e obtendo um valor superior; aplicou ainda o método do hidrógrafo unitário, sendo este deduzido de precipitações prolongadas, de intensidade média e sensivelmente contante.

Indique se concorda ou discorda com os métodos seguidos, justificando concretamente a crítica e neste último caso como teria procedido.

Na bacia existe um posto udográfico com 20 anos de registo e no local da barragem um limnígrafo com registos de caudais em 5 anos.

2 — Para abastecimento duma cidade de 50 000 habitantes capta-se a água superficial dum rio que lhe passa na imediata vizinhança e que, entre outras, apresenta as seguintes características:

Turvação: máxima em Janeiro 1 500 p. p. m.
mínima em Agosto 35

Sulfatos: máxima em Agosto 450 p, p. m.
mínima em Dezembro 30

Ferro e manganésio — pouco variável ≃ 0,8 p. p m.

A água é submetida ao seguinte tratamente:

1 — Decantação primária
2 — Filtração lenta
3 — Adição de cal e soda.

Imediatamente a seguir a esta última adição a água é bombada, por uma conduta com distribuição de percurso ao longo de todo o percurso. para um reservatório de extremidade situado à cota 150, senda 10 a cota da central elevatória, visto a cidade se desenvolver entre estas duas cotas, fazendo-se o tratamento por cloraminas perto da bombagem.

Critique o processo adoptado, justificando convenietemente, e indique como procederia na sua opinião.

3 — Numa dada região existem dois cursos de água de grande bacia em que se situam: num, 2 aproveitamentos a fio de água em ordem sucessiva e noutro, 1 aproveitamento a fio de água.

Pretende-se estudar a compensação daqueles 3 aproveitamentos, da forma mais completa e mais perfeita possível, por meio da utilização das águas de um outro rio no qual existe possibilidade de criar uma albufeira de compensação da capacidade que se quiser.

A compensação deve ser estudada para o período 1937-53.

Para o último aproveitamento conhecem-se os caudais diários no local da utilização desde 1-10-1940 e conhecem-se as chuvas sobre a bacia e as características hidrológicas completas de 2 bactas vizinhas para o período decorrido desde 1937.

Indique:

1) — Os elementos de que carece para fazer o estudo no que se refere aos aproveitamentos a fio de água.

2) — Como podéria obter os elementos que lhe faltam para o aproveitamento com albufeira.

3) — Como conduziria o estudo da conjugação e, em especial, da determinação da capacidade a dar à albufeira.

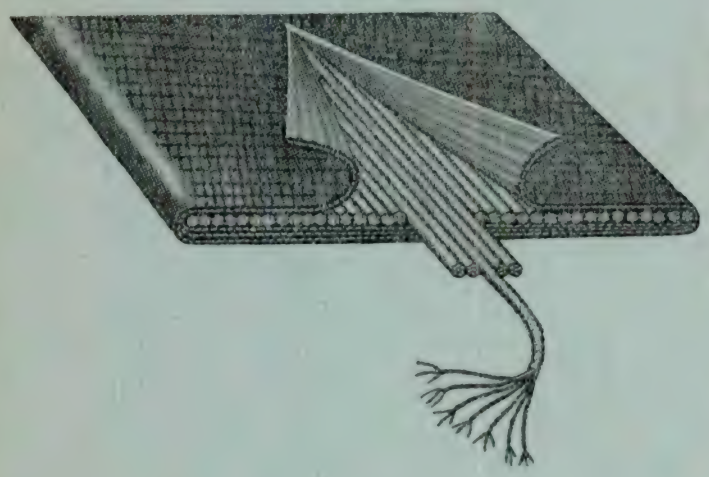
* * *

Nota: Pedem-se respostas o mais sucintas e concretas possível evitando descrições ou transcrições de elementos que se podem ler nas folhas e cujo valor é considerado nulo.

Quando tiver uma transmissão difícil, use

GOODYEAR

um tipo especial para cada serviço



Se devidas às altas velocidades e pequenos diâmetros dos tambores, as telas das correias que usa se deslocam, use correias sem-fim tipo **COMPASS**, um produto da

GOODYEAR

Em vez de telas, estas correias têm cordas sem-fim, o que dando maior flexibilidade à correia e uma menor espessura, permite maiores velocidades e menores diâmetros de tambores.

Sempre que possa usar uma correia sem-fim, empregue uma **COMPASS**, durará mais e trabalhará com maior eficiência.

Para grandes potências use correias **COMPASS** com cordas de aço.

Distribuidores exclusivos: **CANELAS & FIGUEIREDO, L.DA**

R. dos Fanqueiros, 46 — LISBOA

Telef. 2 5058 / 2 4502 / 2 1729

Teleg. CANELASCO

tintas para artistas

Mantendo um serviço destinado aos artistas de todo o Mundo, Reeves, os principais fabricantes britânicos de tintas, estudaram as necessidades dos pintores durante quase 200 anos, tendo alcançado uma reputação com as suas tintas e equipamentos de primeira qualidade que não tem rival. Todos os materiais empregados na sua manufactura são cuidadosamente ensaiados e seleccionados de modo a produzirem tintas de completa confiança e brilho extraordinário, tão úteis para proporcionarem aquela segurança indispensável para trabalhos com êxito.

Quaisquer que sejam as suas necessidades, REEVES dará perfeição ao seu trabalho com: **Tintas de óleo "Goya". Aguarelas. Lápis para pastel. Pincéis. Guaches. Puneses e todos os materiais indispensáveis para os artistas.**

Representante em Portugal:
A. LOPES DA SILVA
R. dos Fanqueiros, 15-2.º — LISBOA

Reeves

O NOME REEVES É UMA GARANTIA DE CONFIANÇA

REEVES & SONS, LTD.
DALSTON, LONDON
ENGLAND

FAMOSOS EM CORES DESDE 1786

No Continente como no Ultramar defendem e seguram importantes capitais aplicados nas grandes obras hidro-eléctricas nacionais:

BELVER
CABRIL
CASTELO DO BODE
MABUBAS
SERRA DA ESTRELA
PRACANA
SALAMONDE
VENDA NOVA

PRODUTOS INERTOL

A Construção Civil confia-lhes, também, a protecção de seus:

ALICERCES
EMPENAS
TERRAÇOS
CASAS DE BANHO
PISCINAS
DEPÓSITOS
TUBAGENS
ETC., ETC.

Pelos telefones:

LISBOA 56999 • PORTO 27648

presta-se assistência imediata a qualquer consulta ou informação

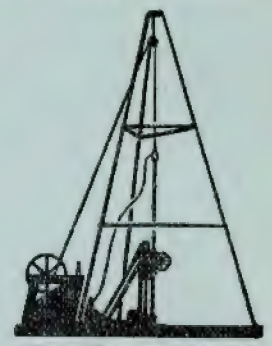
---

SONDAGENS RÓDIO, L.DA

LISBOA

RUA S. MAMEDE AO CALDAS, 22, 3.º

Telefones: 2 8685 - 2 6865 ✦ Telegramas: SETANSOL



RÓDIO

SONDAGENS GEOLÓGICAS
ESTUDOS GEOTÉCNICOS
ESTACAS GUNITA
CAPTAÇÃO DE ÁGUAS
CONGELAÇÃO DO TERRENO
IMPERMEABILIZAÇÃO DE OBRAS HIDRÁULICAS
CONSOLIDAÇÃO DE FUNDAÇÕES
ABAIXAMENTO DO LENÇOL DE ÁGUA

—//—

Sócio gerente: **Walter Weyermann**-Eng. civil

C. D. 624.041.2

O MÉTODO DE RELAXAÇÃO

SUA APLICAÇÃO AOS RETICULADOS CONTÍNUOS

(Continuação)

PELO ENG.º CIVIL (U. P.) JOÃO ARAÚJO SOBREIRA

2.ª PARTE

O método de relaxação no cálculo das vigas contínuas e das estruturas recticuladas

Antecedendo a apresentação da 1.ª parte deste trabalho, fizeram-se várias considerações e afirmações destinadas a mostrar o interesse que tem o conhecimento da relaxação como método de cálculo de estruturas contínuas, mesmo tendo em atenção o facto de já existir um método de aproximações sucessivas, muito divulgado e experimentado como o método de Cross.

Como se disse, a relaxação apresenta em relação a tal método a vantagem de fornecer, em étapa obrigatória do seu desenvolvimento, o valor das deformações da estrutura que se calcula e de permitir uma verificação fácil e progressiva das diferentes fases de cálculo.

Isto são vantagens que o método de Cross não possui. De facto, sabe-se que ele nos fornece apenas os momentos de continuidade e que só a sua verificação estática é fácil, pois é comprovada através dos equilíbrios de rotação dos nós e de translação dos vários elementos, sujeitos às acções exteriores, quando existem, e aos esforços transversos aplicados nas suas extremidades. Porém isto não basta para se ter a certeza de que os cálculos foram conduzidos correctamente, pois será necessário que a continuidade de deformação dos eixos rectilíneos dos elementos, junto dos diversos nós, seja mantida. Esta última verificação não só não é automática, mas até bastante trabalhosa, pelo menos em estruturas complicadas; e obrigará, se existir erro, a rever os cálculos na sua totalidade.

Mostraremos também, com exemplos completamente resolvidos, que muitos problemas importantes — (1) semi-encastramentos nos apoios extremos de vigas contínuas ou nas sapatas de fundação de pilares de pórticos, (2) assentamentos desiguais ou elásticos de apoios de vigas contínuas e de estruturas recticuladas, (3) variações uniforme ou descontínua de temperatura, (4) solicitações horizontais devidas ao vento, sismos ou outras, e, em especial, (5) o cálculo das vigas e lages de fundação — são fàcilmente resolvidos pelo método de relaxação.

A sistematização, que apresentamos, do cálculo dos coeficientes de influência, dos factores de operação, dos momentos de continuidade e dos esforços transversos, permite uma economia de tempo bastante substancial em relação ao método de Cross, sempre que este obrigue à introdução de forças de fixação e tanto mais quanto mais complicada for a estrutura.

Por outro lado, a facilidade com que se consideram os semi-encastramentos, os assentamentos de apoio, as variações de temperatura e os esforços horizontais, permitirá ao engenheiro, sem sensível aumento de trabalho em relação aos processos usuais, calcular a sua estrutura mais de acordo com as condições reais de apoio e com as hipóteses de solicitação mais desfavoráveis. Poderá então, desde que também possa confiar no cuidado com que seja feita a construção da estrutura, dimensionar esta com coeficientes de segurança inferiores aos regulamentares, os quais pressupõem uma mais grosseira aproximação nos cálculos.

Deve-se ter presente que o coeficiente de segurança é um valor que procura cobrir as aproximações das nossas hipóteses de cálculo, as incertezas da resistência final verdadeira da estrutura (devida as variações da qualidade dos seus materiais), às flutuações do valor das cargas e sobrecargas que a estrutura suportará. Por isso, tal coeficiente deverá ser tanto maior quanto menor for a certeza das nossas hipóteses de cálculo e menor contrôle e cuidado possa haver ou haja habitualmente no fabrico dos materiais e na construção da estrutura.

É interessante mencionar que as restrições postas pelos actuais regulamentos de dimensionamento do betão à ruptura se reduzem aos cuidados e rigor a ter na concepção e no cálculo,

à boa construção e fiscalização da obra, à exigência duma assistência efectiva de técnicos competentes e responsáveis.

Estamos convencidos que o método de relaxação, pela certeza e facilidade dos seus cálculos, estará especialmente indicado quando, um dia, se dimensionar entre nós as estruturas supondo o betão a trabalhar à ruptura.

Será pela preocupação constante de diminuir conscienciosamente o custo das obras que projecta, que o engenheiro se conseguirá impor, tornando indiscutível a necessidade de se recorrer aos seus serviços. Mas para que assim suceda, terá de continuar a apetrechar-se tècnicamente cada vez mais, de forma a poder corresponder cabalmente ao que dele se exige. Pretendemos, ao divulgar e sistematizar de maneira prática este novo método de cálculo, contribuir, embora modestamente, para o aperfeiçoamento técnico dos jovens engenheiros portugueses.

1 — Vigas contínuas

1,1 — Compreendidas as ideias base expostas na 1.ª parte deste trabalho fácil se torna seguir a aplicação do método de relaxação ao cálculo das vigas contínuas.

Como se viu no caso dos sistemas articulados, o método de relaxação começa por aplicar, nos nós e nos apoios, sujeições que impeçam o seu deslocamento quaisquer que sejam as solicitações que actuem na estrutura. Estas solicitações reduzem-se, nesses sistemas articulados, a forças aplicadas nos nós.

Nas vigas contínuas as solicitações exteriores distribuem-se, geralmente, ao longo do seu comprimento. A primeira questão a resolver é, portanto, conseguir concentrar nas sujeições dos apoios acções fictícias que equivalham às solicitações realmente aplicadas.

Esclarece-se ainda que estas sujeições impedem, além das translações verticais dos apoios, as rotações do eixo da viga.

1,2 — Seja a viga contínua de dois tramos desiguais, carregada com 1.000 kg/m, fig. 12, a). Suponhamos que se separam os dois tramos $\overline{AB}$ e $\overline{BC}$ e se encastram as suas extremidades, isto é, se levam até à horizontal os eixos dos tramos nos apoios respectivos, obtendo-se as reacções indicadas na fig. 12, b) e destas, as acções não equilibradas indicadas na fig. 12, c).

Se juntássemos à sobrecarga exterior de 1.000 kg/m estas acções, as sujeições que então se aplicassem nos apoios não suportariam qualquer acção residual, pois da junção daquelas acções não equilibradas (momentos e forças) resulta que o eixo da viga se mantém, por acção dos momentos, horizontal sobre os apoios e estes, por acção das forças verticais, não se deslocam verticalmente.

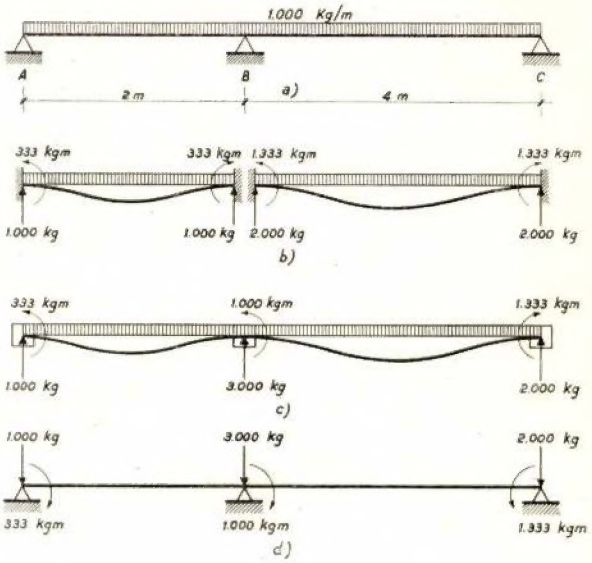


Fig. 12

Mas na realidade, as cargas exteriores aplicadas são apenas os 1.000 kg/m; portanto, se quizermos obter a verdadeira deformada, ter-se-á de sobrepor à deformada da fig. 12, c), a deformada que resulta da aplicação das acções iguais e opostas às fictícias consideradas nesta figura, ou seja, as acções exteriores da fig. 12, d) (1).

Estas acções são constituídas por momentos e forças concentradas nos pontos onde se aplicaram as sujeições e são por isso suportadas, inicialmente, só por estas. Quando após relaxações sucessivas se tiverem anulado aquelas acções, conhecer-se-ão as rotações e translações que as sujeições sofreram e portanto os momentos e esforços transversos instalados em cada um dos extremos dos dois tramos da viga contínua.

Estes momentos e esforços transversos somar-se-ão aos indicados na fig. 12, b) e só então se obtêm os valores verdadeiros das reacções nos

(1) Esta sobreposição é válida, pois não suportando as sujeições da fig. 12,c qualquer momento, as condições de apoio são as mesmas.

apoios da viga contínua devidos à solicitação exterior, neste caso apenas uma sobrecarga uniformemente distribuída de 1.000 kg/m.

1,3 — Como nos sistemas articulados ter-se-á de definir o *problema unitário*: relações entre as translações e rotações impostas à sujeição do extremo de um elemento rectilíneo e às acções, momentos e forças, que se instalam nesta mesma sujeição e na do outro extremo mantido fixo, devidas à deformação do elemento rectilínio.

Seja, fig. 13, o elemento horizontal *m f* à extremidade *m* do qual damos o deslocamento vertical δ e a rotação *r*. Consegue-se isto à custa da aplicação em *m* do momento M_m e da força V_m.

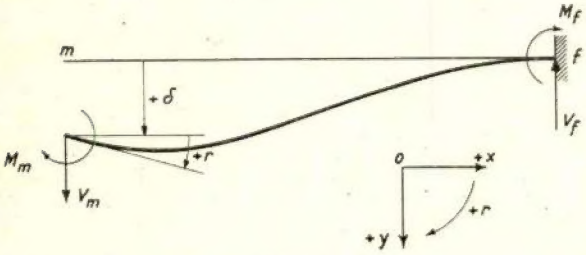


Fig. 13

Antes de continuarmos, convém desde já fixar os sentidos positivos das forças e deslocamentos, dos momentos e das rotações, tal como estão indicados na fig. 13: são respectivamente os sentidos da esquerda para a direita, de cima para baixo e o do movimento dos ponteiros de um relógio. Esta convenção é geral quer para a extremidade móvel como para a fixa, tanto à esquerda como à direita das vigas e pilares e ainda tanto para as acções exteriores e interiores como para as deformações.

Na extremidade fixa *f* do elemento instalam-se o momento M_f e a força V_f que, estando ele em equilíbrio, serão dados por:

$$M_f + M_m - V_m L = 0 \quad \text{ou} \quad M_f = -M_m + V_m L$$

$$\text{e} \qquad V_f = -V_m$$

sendo L o vão do elemento *m f*.

Os valores de M_m e V_m, obtêm-se pelo desenvolvimento seguinte, onde B representa o produto EI e $y = f(x)$ é a função da curva do elemento deformado:

$$-By'' = M_m - V_m x$$

$$-By' = M_m x - \frac{1}{2} V_m x^2 - Br$$

$$-By = \frac{1}{2} M_m x^2 - \frac{1}{6} V_m x^3 - Brx - B\delta$$

em que as constantes de integração foram expressas em função da rotação *r* e do deslocamento δ.

Como para $x = L$, é $y = y' = 0$, fàcilmente se obtém:

$$\begin{cases} V_m = 6 \dfrac{B}{L^3} (2\delta + Lr) \\ M_m = 2 \dfrac{B}{L^2} (2\delta + 2Lr) \end{cases}$$

No extremo fixo *f*, será [1]:

$$\begin{cases} V_f = -6 \dfrac{B}{L^3} (2\delta + Lr) \\ M_f = 2 \dfrac{B}{L^2} (3\delta + Lr) \end{cases}$$

1,4 — Temos assim as acções que as sujeições exercem sobre a viga. Mas nós o que procuramos são as acções que esta exerce sobre as sujeições [2]. Serão, evidentemente, iguais e opostas, ou seja:

$$1) \begin{cases} -Y_m = Y_f = 6 \dfrac{B}{L^3} (2\delta + Lr) \\ N_m = -2 \dfrac{B}{L^2} (3\delta + 2Lr) \\ N_f = -2 \dfrac{B}{L^2} (3\delta + Lr) \end{cases}$$

Estas acções são apresentadas na fig. 14, onde se evidenciam as parcelas devidas a *r*, traço cheio, das devidas a δ, a tracejado. Observe-se que neste caso, extremo relaxado à esquerda, todas as parcelas se somam, isto, aliás, de acordo com as expressões do sistema 1).

---

(1) Repare-se que se $\delta = o$, será $M_f = \frac{1}{2} M_m$ ou, com a convenção de sinais do mètodo de Cross, $M_f = -\frac{1}{2} M_m$, sendo então M_f o momento transmitido para *f*, em resultado da aplicação do momento M_m.

( ) De facto, nós relaxamos as sujeições para anular as forças residuais que elas inicialmente suportam.

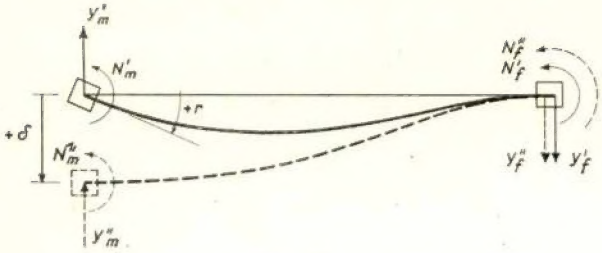


Fig. 14

Se porém o nó relaxado é o da direita, fig. 15, obtém-se para uma rotação e uma translação

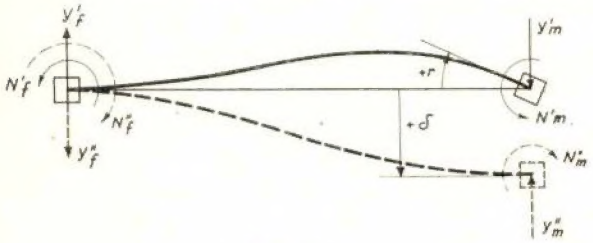


Fig. 15

positivas, o mesmo sinal para N'_m e N'_f e Y''_m e Y''_f, mas N''_f e N''_m e Y'_f e Y'_m mudam de sinal, sendo os primeiros positivos e os segundos negativos. As expressões 1) já escritas para o extremo móvel à esquerda, tomarão agora a forma:

$$1')\begin{cases} -Y_m = Y_f = 6\,\dfrac{B}{L^3}\,(2\,\delta - Lr) \\[2ex] N_m = -2\,\dfrac{B}{L^2}\,(2\,Lr - 3\,\delta) \\[2ex] N_f = -2\,\dfrac{B}{L^2}\,(Lr - 3\,\delta) \end{cases}$$

Na alínea seguinte veremos a maneira prática de atender a esta mudança de sinal.

1,5 — Como fizemos nos sistemas articulados, vamos agora obter os *factores de operação*, através dos chamados *coeficientes de influência*.

Como então se disse, o coeficiente de influência é o efeito (neste caso momento ou força) segundo dada direcção, que a deformação unitária (translação ou rotação) de um nó origina sobre a sua própria sujeição ou sobre a de um outro nó a ele ligado por um elemento rectilíneo (viga ou pilar).

Assim, no caso de um *elemento horizontal*, podemos escrever:

$$2)\begin{cases} Y = \widehat{yy}\,.\,V + \widehat{yr}\,.\,r \\ N = \widehat{ry}\,.\,V + \widehat{rr}\,.\,r \end{cases}$$

em que, por exemplo, $\widehat{ry}$ é o momento que a translação vertical unitária positiva de um extremo origina.

Na alínea anterior pusemos em evidência o facto de determinadas acções mudarem de sinal conforme o extremo que se relaxa está situado à esquerda ou à direita do elemento. A maneira de se atender a esta mudança será considerar o cosseno, l, da direcção $m\,f$ com o eixo dos xx: valerá ± 1 conforme m está à esquerda ou à direita de f.

Confrontando os sistemas 1), 1') e 2) podemos escrever para o nó fixo:

$$\widehat{yy}_f = 12\,\frac{B}{L^3}\,;\ \widehat{rr}_f = -2\,\frac{B}{L}\,;$$

$$-\widehat{ry}_f = \widehat{yr}_f = 6\,\frac{B}{L^2}\,l$$

e para o nó móvel:

$$\widehat{yy}_m = -12\,\frac{B}{L^3}\,;\ \widehat{rr}_m = -4\,\frac{B}{L}\,;$$

$$-\widehat{ry}_m = -\widehat{yr}_m = 6\,\frac{B}{L^2}\,l$$

Se compararmos estes resultados com os obtidos nos sistemas articulados, podemos concluir que também agora os coeficientes relativos às forças dos nós móvel e fixo são iguais e de sinais contrários o mesmo não acontecendo porém com os relativos aos momentos, que tem o mesmo sinal.

1,6 — A alínea anterior mostra-nos que a aplicação da noção de coeficiente de influência aos elementos contínuos é bastante mais confusa que nos sistemas articulados. A necessidade de atender à posição do extremo relaxado e à atribuição do sinal correcto seria, com certeza, origem de muitos enganos.

Isto levou-nos a procurar uma sistematização em que se eliminasse este inconveniente. Supomos ter alcançado esse objectivo, pois não só se conseguiu facilitar a formação destes coeficientes, mas ainda, o que é muito mais importante, a dos próprios coeficientes de operação.

O modo do proceder é fácil: os factores de operação são obtidos a partir do *valor absoluto* dos coeficientes de influência, por expressões que se apresentam em folhas de cálculo muito fáceis de preencher. É assim eliminada qualquer confusão

e consequente erro, obtendo-se uma mecanização simples deste cálculo.

Para boa compreensão do que se afirma nada melhor do que um exemplo. Seja, fig. 16, *a*), uma viga contínua de 3 tramos uniformemente carregada com 1.000 kg/m, sem assentamentos de apoio e com momento de inércia constante em toda a viga. Determinam-se conforme se indicou na alínea 1,1, as acções de encastramento não equilibradas com sinal contrário, fig. 16, *c*).

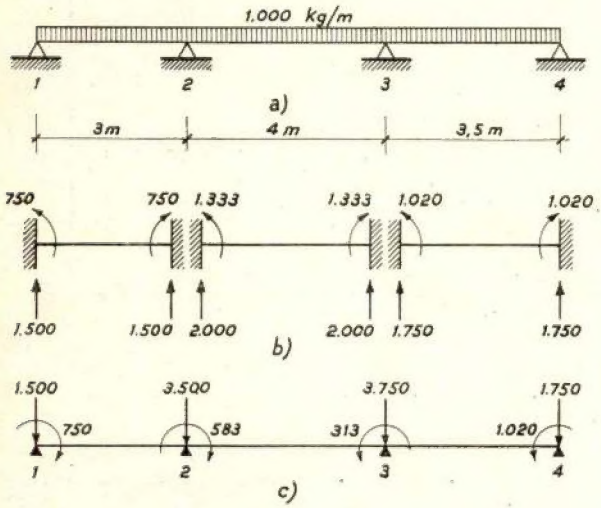


Fig. 16

Em seguida calculam-se, Quadro XIII, os valores absolutos dos coeficientes de influência dos três tramos, valores que passaremos a designar simplesmente por «coeficiente de influência».

Este quadro, que pode ser reduzido a impresso, é de aplicação geral pois permite obter os factores de operação necessários ao cálculo de uma viga contínua quaisquer que sejam as suas condições de apoio: semi-encastramento, assentamento «elástico» ou assentamento desigual dos apoios.

Se não existem assentamentos de apoio, como no exemplo que estamos a resolver, não interessa calcular os $\left|\widehat{yy}\right|$ e $\left|\widehat{ry}\right|$. Eles são, porém, apresentados no Quadro XIII, pois adiante resolveremos outros exemplos em que serão necessários.

Obtidos os coeficientes de influência, calculam-se os factores de operação relativos à relaxação angular dos apoios extremos, esquerdo e direito, e apoios intermédios, nos primeiros três impressos da folha n.º 1 de cálculo, apresentada na fig. n.º 17.

Esta folha, bem como todas as outras que adiante se apresentarão, incluem um impresso a preencher com os valores de cada cálculo. Nos esquemas respectivos faz-se a correspondência entre as letras e os números dos apoios, escritos entre parêntesis. É esta a chave que permite preencher os impressos de acordo com as fórmulas que os sobrepõem.

Calculados os factores de operação podemos formar o Quadro XIV.

É muito importante fazer-se a verificação dos Quadros XIII e XIV, antes de se iniciar a operação de relaxação. Consiste simplesmente em verificar o equilíbrio de momentos que deve existir, a menos as aproximações, em cada linha do Quadro XIV.

QUADRO *XIII* — Coeficientes de influência

Vigas contínuas

Unidades: *Tonelada, metro*

$\left|\widehat{yy}\right| = 12\,\frac{B}{L^3}$; $\left|\widehat{ry}\right| = \left|\widehat{yr}\right| = 6\,\frac{B}{L^2}$; m $\left|\widehat{rr}\right| = 4\,\frac{B}{L}$; f $\left|\widehat{rr}\right| = 2\,\frac{B}{L}$

Tramos	E	I	B = E × I	L	$\left\|\widehat{yy}\right\|$	$\left\|\widehat{ry}\right\|$ $\left\|\widehat{yr}\right\|$	$\left\|\widehat{rr}\right\|$ m	$\left\|\widehat{rr}\right\|$ f
$\overline{1,2}$	*21 × 10⁵*	*562,5 × 10⁻⁶*	*1.813*	*3,0*	*806*	*1.209*	*2.417*	*1.208*
$\overline{2,3}$	*21 × 10⁵*	*562,5 × 10⁻⁶*	*1.813*	*4,0*	*340*	*680*	*1.813*	*906*
$\overline{3,4}$	*21 × 10⁵*	*562,5 × 10⁻⁶*	*1.813*	*3,5*	*507*	*888*	*2.072*	*1.036*

Nota: Este quadro obtém-se, preenchendo um impresso com o escrito em itálico.